



TITLE:

湛水池の合理的な斜面安定管理に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

中村, 幾雄

CITATION:

中村, 幾雄. 湛水池の合理的な斜面安定管理に関する研究. 京都大学, 2003, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2003-01-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r11093>

RIGHT:

湛水池の合理的な斜面安定管理に関する研究

平成 15 年 1 月

中 村 幾 雄

湛水池の合理的な斜面安定管理に関する研究

平成 15 年 1 月

中 村 幾 雄

湛水池の合理的な斜面安定管理に関する研究

目 次

第1章 序論	1
1. 1 研究の背景と目的	1
1. 2 論文の構成	6
第2章 湛水池斜面管理における課題	11
2. 1 概説	11
2. 2 湛水池斜面に見られる変状の原因と特徴	12
2. 2. 1 海外における斜面変状事例	15
2. 2. 2 我が国における斜面変状事例	17
2. 2. 3 変状の原因と特徴	36
2. 3 湛水池斜面安定管理上の課題	37
2. 3. 1 従来の斜面安定管理に関する課題	37
2. 3. 2 大規模水位変動を受ける斜面の安定管理に関する課題	41
2. 4 目標とする体系的な湛水池斜面管理	48
第3章 地形や変状履歴に着目した斜面安定管理手法の開発	53
3. 1 概説	53
3. 2 安定管理手法Aの概念	54
3. 3 安定管理手法Aの開発	55
3. 3. 1 既往の斜面安定管理手法	55
3. 3. 2 安定管理手法Aの概要	58
3. 4 他手法との比較による評価	75
3. 4. 1 他手法の概要	75
3. 4. 2 評価因子の比較	82
3. 4. 3 評価結果の比較	83
3. 5 斜面への適用による評価	87
3. 5. 1 斜面への適用	87
3. 5. 2 適用結果に基づく評価	92

3. 6	岩盤地すべりの機構とモデル化に関する検討	93
3. 6. 1	岩盤地すべりモデルの設定	94
3. 6. 2	岩盤地すべりモデルの適用による 地すべり誘因（降雨）の評価	94
3. 6. 3	岩盤地すべりモデルの適用による 地すべり誘因（降雨・水位変動）の評価	103
3. 6. 4	岩盤地すべりモデルの評価	111
3. 7	まとめ	112
第4章	湛水池斜面の安定性に関する解析的検討	115
4. 1	概説	115
4. 2	大規模水位変動及び降雨が斜面の安定性に及ぼす影響の検討	116
4. 2. 1	大規模水位変動が斜面安定性に及ぼす影響	116
4. 2. 2	降雨が斜面安定性に及ぼす影響	121
4. 2. 3	大規模水位変動と降雨の影響比較	124
4. 3	潜在不連続面の想定による岩盤地すべり形状の抽出法の検討	126
4. 3. 1	抽出法の基本的な考え方	126
4. 3. 2	抽出法の妥当性の検討	129
4. 4	まとめ	132
第5章	大規模水位変動に着目した斜面安定管理手法の開発	135
5. 1	概説	135
5. 2	安定管理手法Bの概念	137
5. 3	安定管理手法Bの開発	141
5. 3. 1	不安定な湛水池エリアの抽出	141
5. 3. 2	検討斜面の抽出	145
5. 3. 3	岩盤地すべり形状の設定	149
5. 3. 4	安定性の評価	154
5. 3. 5	保安物件への影響を考慮した健全度評価	156
5. 3. 6	健全度に応じた対応策の選定	158
5. 4	まとめ	160

第6章 湛水池斜面管理の高度化検討	163
6.1 概説	163
6.2 デジタル画像計測技術の斜面計測管理への適用	165
6.2.1 デジタル画像計測の原理	165
6.2.2 湛水池斜面への適用に際しての課題	169
6.2.3 実斜面への適用による検証	176
6.2.4 デジタル画像計測技術の評価	186
6.3 湛水池斜面管理へのリスク評価の適用	189
6.3.1 損失評価法	189
6.3.2 湛水池斜面管理へのリスク評価の適用	194
6.4 不連続変形法（DDA）の湛水池斜面問題への適用	199
6.5 まとめ	208
 第7章 合理的な湛水池斜面安定管理への提言	 211
7.1 概説	211
7.2 湛水池斜面安定管理体系の概念	212
7.3 一般水力発電所及び揚水発電所の湛水池斜面管理の体系	214
7.4 まとめ	220
 第8章 結 論	 223
 謝 辞	
 付録1 浸透流解析の概要	 付1
付録2 すべり安定解析（Janbu 法）の概要	付23

第1章 序 論

1. 1 研究の背景と目的

水力発電は、1891年に京都の蹴上に最初の発電事業用水力発電所が運転を開始して以来、明治・大正の中小規模水力の開発、戦後の大型水力の開発、高度成長期に呼応した河川一貫開発などの時代を経てきた。現在も電源多様化の流れのなかで大規模揚水発電の開発が推進される一方で、地球環境面での価値が再認識され自然環境との共生を図りつつ中小水力の開発が進められており、我が国の経済成長に合わせて貴重な電気エネルギーを供給し続けている。エネルギー資源の少ない我が国において、今後ますます深刻化する地球環境問題への対応を図りながら経済の持続的発展を維持するためには、再生可能エネルギーである水力発電を維持・開発してゆくことが求められている。

我が国では、初期に建設された多くの水力発電所が現在も長期にわたり運転されている（図-1.1.1）。このような構造物の経年劣化の進行や、管理設備数の増大に対応しつつ、設備維持・保生（生かし続かせる）を行うための改良・修繕の時期については、設備の使用状況、使用環境などによって異なる。このため、設備の健全度を適正に評価し、それに応じた維持管理と、設備の損壊、故障等により第三者に影響を与えるダムや洪水吐ゲートなどの重要設備については、設備の機能が低下する前に改修を実施する予防保全を行うための、合理的な設備管理手法の確立が水力発電所を維持・保生していく上での課題である（図-1.1.2）。これによって、低廉な発電コストの実現を図ることが可能となる。

このような社会的要請を背景として、ダム、洪水吐ゲート、水圧鉄管、水路橋など損壊時の影響が大きい重要構造物を対象とした劣化診断手法など維持管理に関する多くの課題に対して取り組みがなされ、成果が得られてきている（表-1.1.1）。

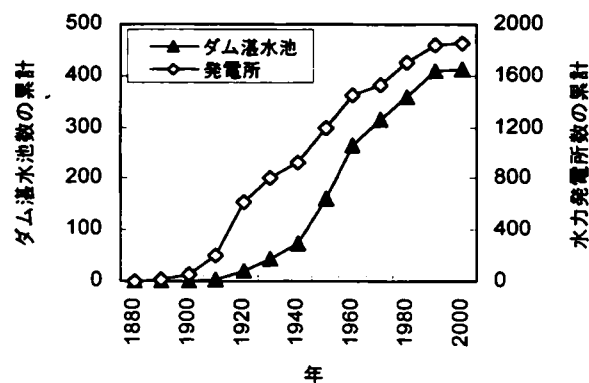


図-1.1.1 国内の水力発電所の年代別供用開始箇所数の累計（文献1),2)を整理）

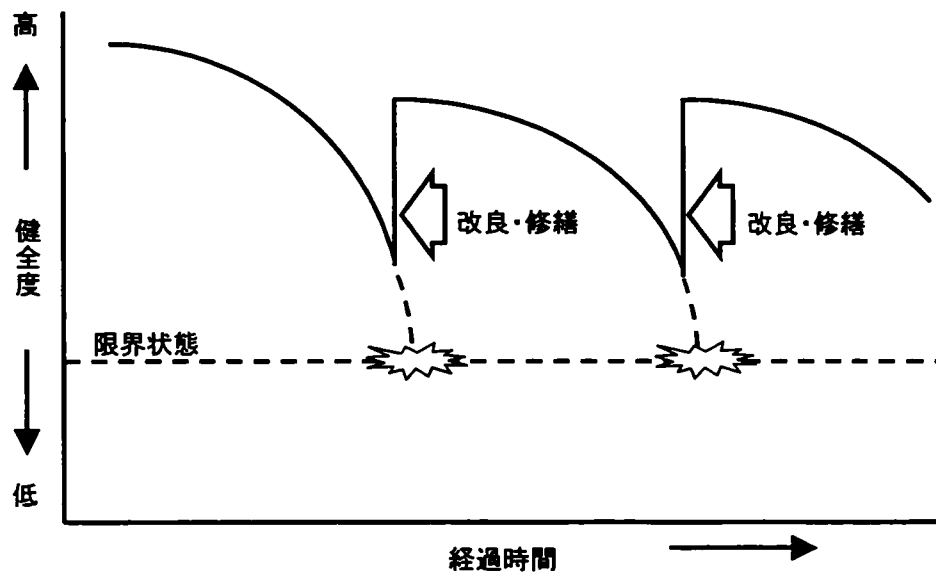


図-1.1.2 保生（生かし続かせる）のイメージ

表-1.1.1 水力発電設備の管理方策制定の経緯

対象	'80年	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	00	01
ダム		●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
洪水吐ゲート						●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
水圧鉄管		●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
水路橋						●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
湛水池斜面																						

表-1.1.1は、水力発電設備の管理方策制定の経緯を示す表である。表の縦軸は対象となる設備（ダム、洪水吐ゲート、水圧鉄管、水路橋、湛水池斜面）を示し、横軸は年（'80年、81、82、83、84、85、86、87、88、89、90、91、92、93、94、95、96、97、98、99、00、01）を示す。各対象の行には、その設備に関する管理方策制定の経緯が示されている。例えば、ダムについては、'80年から'88年までの間に「ダム調査委員会」が設置され、'88年から'92年までの間に「定期劣化診断」が行われた。洪水吐ゲートについては、'85年から'92年までの間に「鋼構造物劣化診断技術検討会」が設置され、'88年から'92年までの間に「定期劣化診断」が行われた。水圧鉄管については、'80年から'88年までの間に「水圧鉄管安全性検討会」が設置され、'88年から'92年までの間に「定期劣化診断」が行われた。水路橋については、'85年から'92年までの間に「水路橋検討部会」が設置され、'88年から'92年までの間に「定期劣化診断」が行われた。湛水池斜面については、'92年から'98年までの間に「水力発電所周辺地山斜面安定検討会」が設置され、'98年から'01年までの間に「定期劣化診断」が行われた。また、'98年から'01年までの間に「大規模水位変動に着目した斜面安定管理手法の開発」が行われた。

一方、水力発電所の機能の一部を担う湛水池斜面では、構造物周辺の斜面などの変状発生により大きな被害や損失が予想される場合を除き、事前に十分な対策が講じられることは少なかった。また、運用中に発生した斜面変状に対しては、従来から管理者の技術的判断に基づき安定性評価や対策工の検討を個別に行ってきたが、ダム数の増大に伴う管理対象斜面の増加に対応する必要性が増してきている。このため、変状斜面における管理の合理化を目的として、調査、安定性評価、対策の要否決定に関する手法を整備する必要性が高まってきている。

また、近年の揚水発電所においては、図-1.1.3 に示すように、利用水深を大きく計画することがあり、それに伴って急速な水位低下が生じることとなる（図-1.1.4）。ダムにより、発電時間に対応する貯水容量を確保するが、利用水深を大きくすることができればダム高を低く、工事費を削減することが可能となる（表-1.1.2）。これにより、揚水発電所の湛水池においては、幅・速度ともに従来のダム湛水池では生じないような大規模な水位変動が斜面に作用するため、これが大規模変状の誘因となる可能性がある。このように大規模な変状が発生し、第三者や発電施設への直接的被害、発電停止による営業損失、堆砂や濁水の影響などその被害が甚大なものとなる場合は、設計段階である程度のコストをかけて調査・対策を実施する方が得策であることもある。そのため、特に大規模な水位変動を受ける斜面については、水位変動が斜面の安定性に及ぼす影響や斜面変状が周辺施設等に及ぼす影響を事前に評価したうえで、対策の要否を合理的に決定する手法を確立する必要がある。

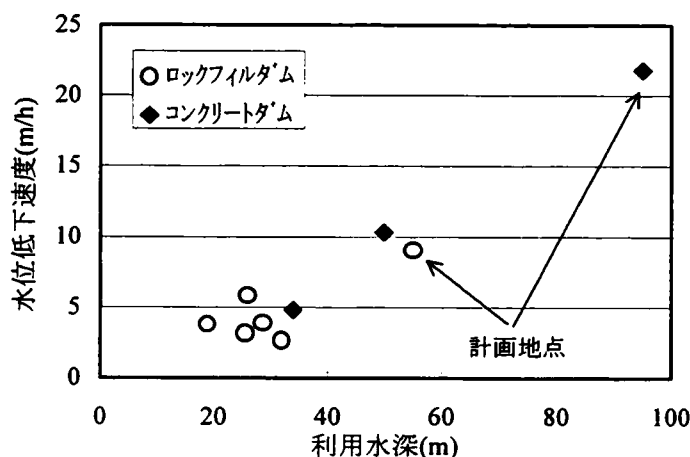


図-1.1.3 揚水発電所の利用水深と最大水位低下速度の例³⁾

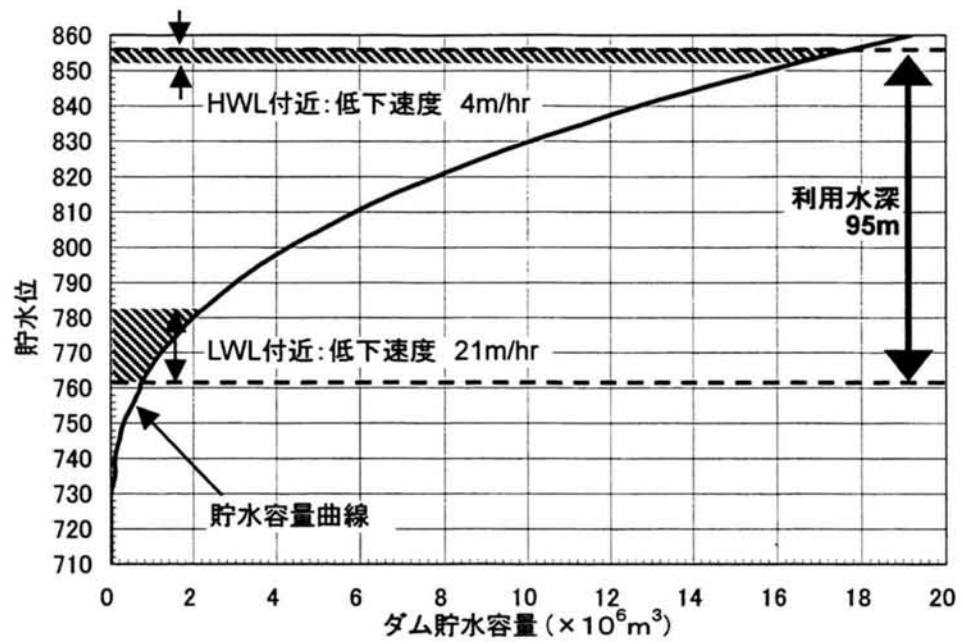


図-1.1.4 揚水発電所の水位低下速度の例

表-1.1.2 利用水深の違いによる経済性比較の例

(必要とする有効貯水容量における利用水深とダム高さの関係での堤体積の比較)

利用水深	95m	50m
堤体		
有効貯水量	1,706 万 m ³	
ダム高	148.5m	167.5m
堤体積増分	ベース	+370,000m ³

このような背景から、本研究では湛水池斜面の合理的な安定管理手法の確立を目指し、以下の2つの観点から取り組むこととした。

① 地形や変状履歴に着目した安定管理手法（以下、安定管理手法A）

② 大規模水位変動に着目した安定管理手法（以下、安定管理手法B）

ここで、①安定管理手法Aは、湛水池斜面の地形や変状履歴から検討斜面を抽出して管理を行うものであり、1993年に研究に着手した。この手法が、変状の兆候を示す斜面を管理対象とするのに対して、②安定管理手法Bは、明瞭な変状を示さない斜面内の「潜在不連続面」に着目し、大規模水位変動に伴う大規模な斜面変状の可能性を早期に予測評価して必要な対応策を講じることを目指したものであり、1999年に研究に着手した。

本論文は、これら2つの手法を用いて、計画・設計・施工段階から維持管理段階に至る湛水池斜面管理手法の体系化を提案するものである。

1. 2 論文の構成

本論文は、湛水池斜面の合理的な安定管理について提案を行うものである。本論文の全体構成を図-1.2.1に示す。

第2章では、まず、湛水池斜面にみられる変状の原因と特徴を、海外の重大崩壊事例や国内での変状事例等に基づき整理し、つぎに、従来の斜面安定管理に関する考え方や水位変動が斜面に及ぼす影響に関する既往の研究を整理することにより、斜面安定管理上の具体的な課題を明らかにしたうえで、目標とする体系的な斜面安定管理の考え方を示す。

第3章では、地形や変状履歴に着目した湛水池斜面安定管理手法（安定管理手法A）の開発について述べる。まず、新しい手法の概念とその具体的方法について述べ、つぎに、他の評価手法との安定性評価結果の比較によって、手法の妥当性・信頼性を検証する。さらに、この手法を既設の50ダムの湛水池斜面に適用し、その適用性を論じる。また、岩盤地すべり事例の解析的検討を行い、その発生誘因について考察するとともに、岩盤地すべりのモデル化の妥当性について検討を行う。

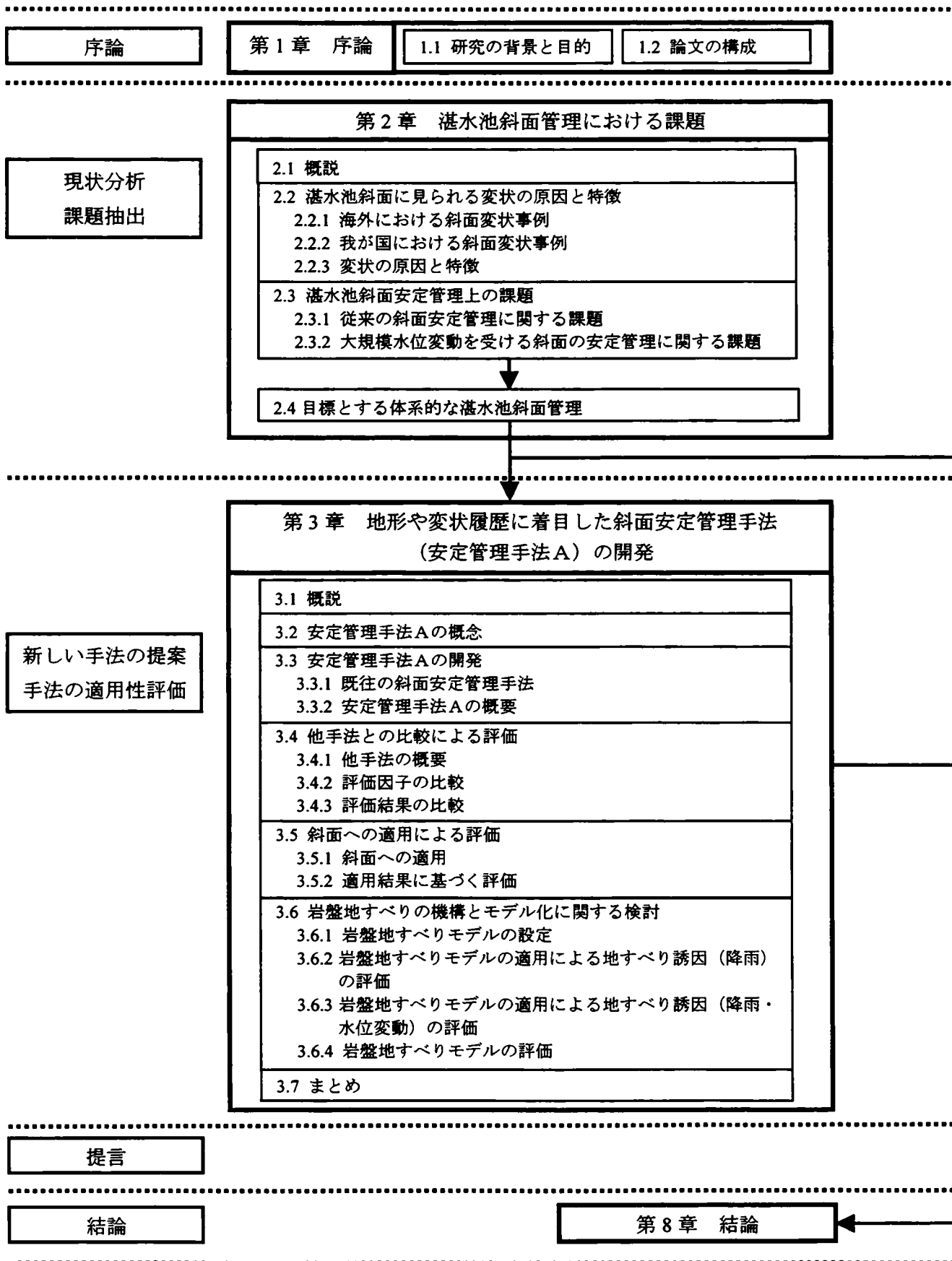
第4章では、大規模水位変動に着目した湛水池斜面安定管理手法の構築に必要な課題について解析的検討を行う。まず、大規模水位変動と降雨が斜面の安定性に及ぼす影響を相互比較するために、モデル斜面を対象として不連続面の透水係数をパラメータとした浸透流解析及びすべり安定解析を実施し、その結果から、これらの誘因が斜面安定に及ぼす影響を整理する。また、岩盤地すべりの素因となる岩盤内部の潜在的な不連続面に着目し、内部の地質構造に関する情報が十分に得られていない状態において地すべり形状を推定する方法について述べ、既往の変状事例にこれを適用することにより、推定方法の妥当性を検証する。

第5章では、第4章での検討結果を踏まえて、大規模水位変動を受ける斜面内の潜在不連続面に着目した湛水池斜面安定管理手法（安定管理手法B）を構築する。まず平面的な広がりを持つ湛水池斜面から地形・地質条件などにより危険斜面を抽出する方法について述べる。つぎに、各々の危険斜面において、第4章に示した方法により地すべり形状を設定し、設定された地すべりについて、安定性と保安物件への影響を勘案のうえ評価ランクを決定し、対策を選定する手法について述べる。

第6章では、湛水池斜面管理のさらなる高度化のため、斜面の合理的な計測管理手法、被害想定時の評価法ならびに大変形の解析が可能な不連続変形法の湛水池斜面管理への適用性について述べる。

第7章では、一般水力発電所及び揚水発電所の湛水池斜面に対し、計画・設計・施工段階から維持管理段階に至る斜面安定管理手法の再体系化を図り、予防保全による維持・保生を目的とする合理的な斜面変状に対する安定管理手法の提言を行う。

第8章では、本研究で得られた成果の総括を行うこととする。



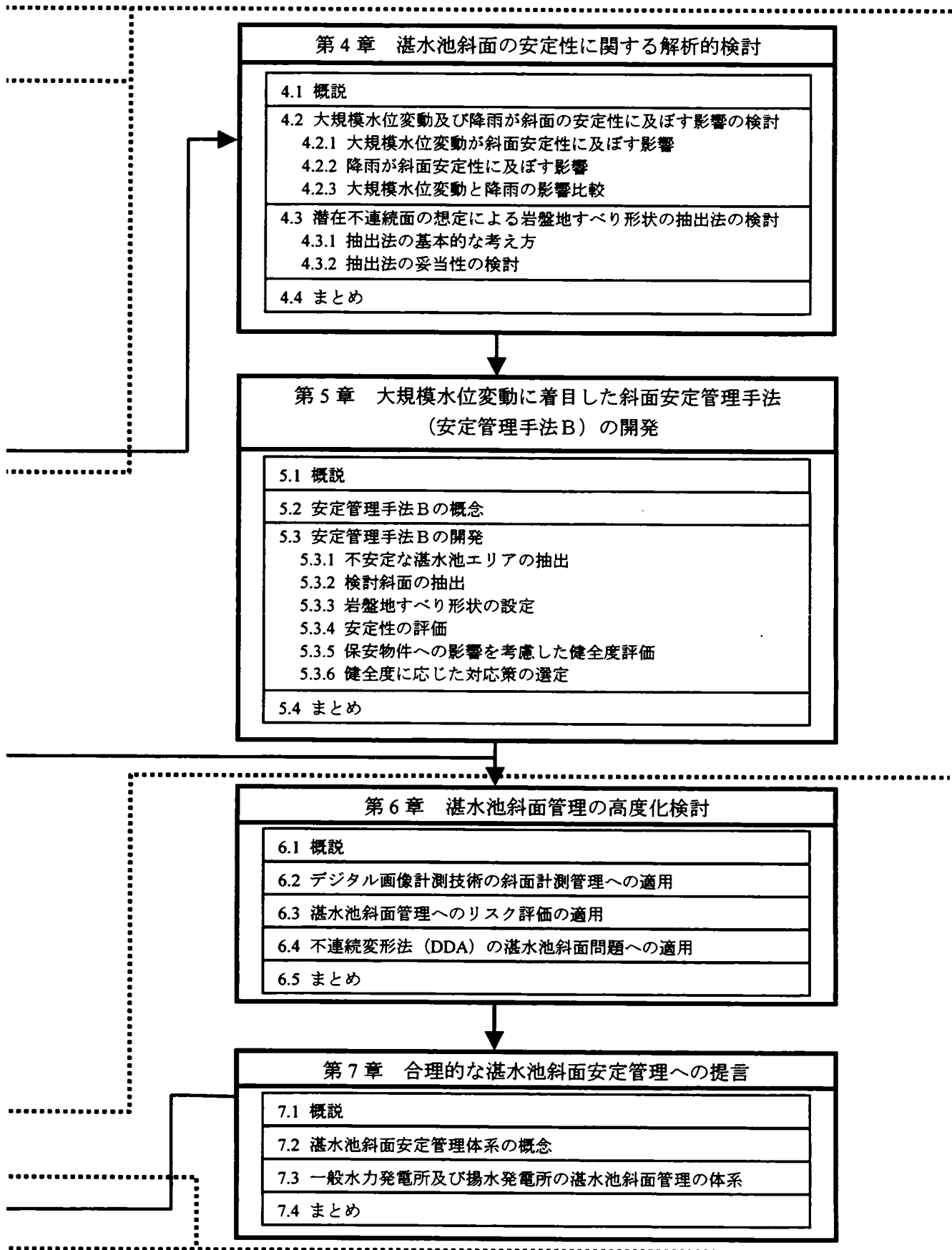


図-1.2.1 論文全体構成

第 1 章 参考文献

- 1) 経済産業省資源エネルギー庁：包蔵水力，2001.
- 2) 原子力安全・保安院電力安全課：平成 12 年度発電用貯水池・調整池堆砂状況，電力土木，No.295，pp.162-171，2001.
- 3) 例えば，関西電力(株)大河内水力発電所建設所：大河内発電所工事誌，関西電力，pp.40，1995.

第2章 湛水池斜面管理における課題

2. 1 概説

本章では、湛水池斜面の合理的な管理を確立するために、具体的に取り組むべき課題について整理し、目標とする湛水池斜面管理の基本的な考え方を提言する。

第2節では、湛水池斜面で発生した国内外の変状事例を示し、変状の原因と特徴を整理する。

第3節では、まず、公的機関や企業等における従来の斜面安定管理の方法について述べ、斜面の安定性を適切に評価するための課題を整理する。つぎに、湛水池の水位変動が斜面に及ぼす影響について、既往の検討・研究事例を挙げ、大規模水位変動を受ける斜面の安定管理上の課題を整理する。

最後に、第4節ではこれらを総括し、目標とする湛水池斜面管理の考え方を示す。

2. 2 湛水池斜面に見られる変状の原因と特徴

一般に斜面の変状形態は、図-2.2.1 に示すように大別できる。本論文では、以下の定義を行う。

①崩壊

斜面で生じる変状のうち、下記②、③を除いた、斜面崩壊、落石、崖崩れ、山崩れをさす。

②地すべり

地すべり土塊が降雨・融雪等による地下水位の増加等により、すべり面を滑動することにより生じる現象。地すべりは、地形的特徴、すべり面の形状、運動速度によって、さらに「岩盤地すべり」、「風化岩地すべり」、「崩積土地すべり」、「粘質土地すべり」の4つの型に再分類される²⁾。

③土石流

溪床に堆積していた土砂（崖錐堆積物等）が大雨等により大量の水を含み、塊～集合体として流下するもの。

図-2.2.2～図-2.2.4 はこれらの変状が日本全国にわたって発生している、あるいは発生する可能性があることを示すものである。

ダム構築により生じる湛水池斜面も例外ではなく、変状形態が、崩壊、地すべり、土石流と多岐にわたり、また規模も大小様々な変状が発生しており、設備管理上の大きな課題となっている。

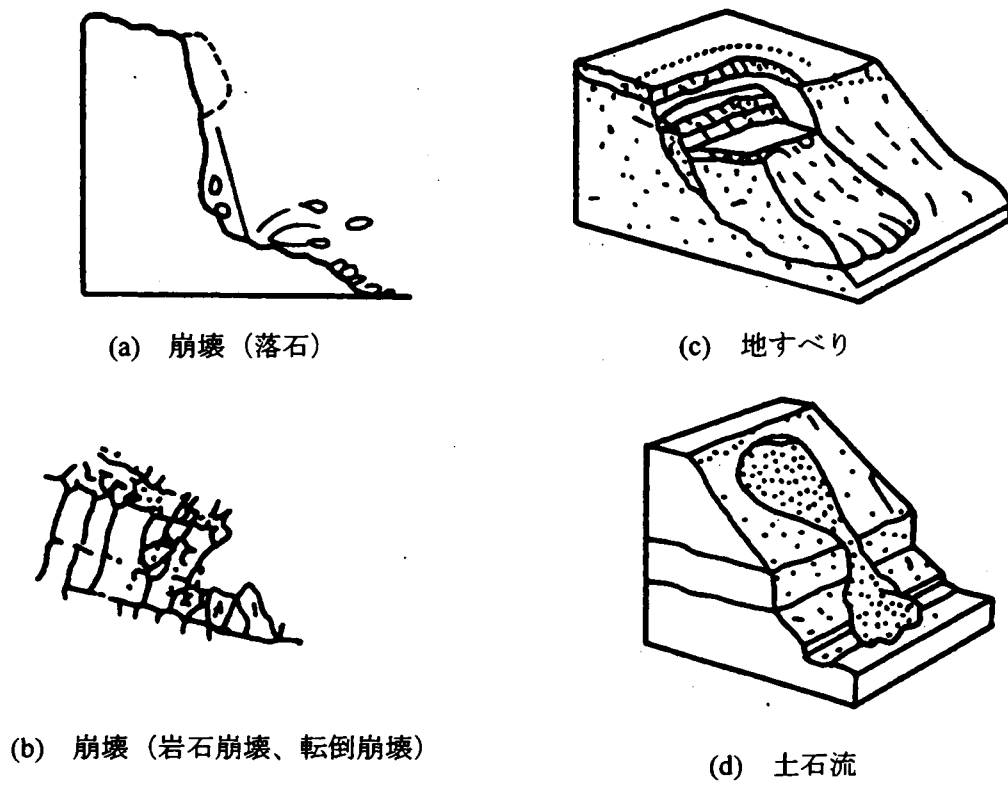


図-2.2.1 斜面の変状形態 (文献1)を一部変更)

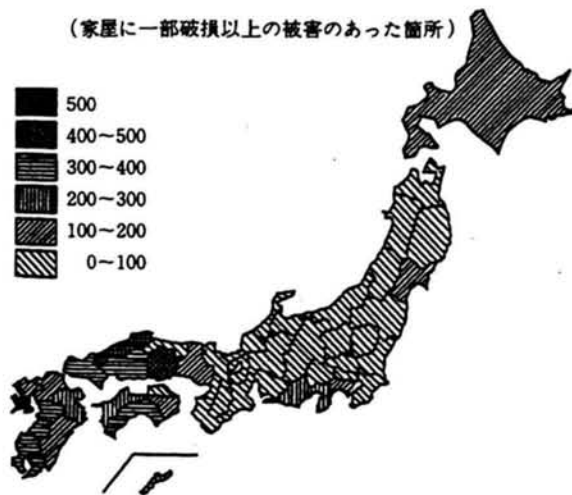


図-2.2.2 崖崩れによる被害発生箇所¹⁾

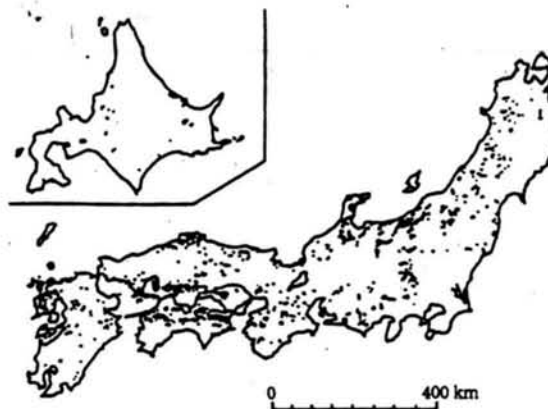


図-2.2.3 地すべりの分布¹⁾

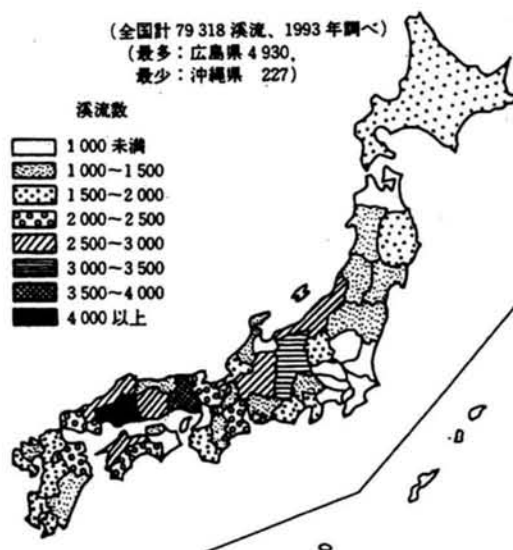


図-2.2.4 都道府県別土石流危険溪流数¹⁾

2. 2. 1 海外における斜面変状事例

海外の湛水池斜面における代表的な大規模変状事例として、イタリア北部 Vaiont ダム湛水池で発生した大規模地すべりの事例及びアメリカの Teton ダムの決壊時に発生した地すべりの事例が挙げられる。以下に既往の文献の記述にしたがい、それらの地すべりの原因についてまとめる。

(1) Vaiont ダムにおける事例^{3),4),5),6)}

① 概要

1963 年 10 月 9 日、イタリア北部、アルプス山脈に水源を発するピアベ川の支流、Vaiont 川溪谷に水力発電専用のダムとして建設された Vaiont ダム（アーチダム、堤高 262m、堤体積 35 万 m^3 、貯水容量 約 1 億 5000 万 m^3 ）の湛水池左岸斜面において、崩壊土石量約 2.7 億 m^3 に達する大規模地すべりが発生した。この膨大な崩壊土石が湛水池内に滑落したことにより、約 1 億 m^3 の貯水がダムを越流して下流の集落などに流下し、2,125 名の人命を奪った。

湛水池付近一帯の地質は石灰岩層から構成され、その地質構造は地すべりを起こした左岸側において約 10° の流れ盤をなしていた。また、この岩盤を被覆して左岸側満水位付近に崖錐堆積物が厚く堆積していた。地すべりの徴候は 1960 年の湛水開始直後から見られ、同年 11 月には、左岸の崖錐堆積物の部分で約 70 万 m^3 に及ぶ崩壊を生じた。その後も、左岸側斜面は水位変動や降雨によって継続的に変形し、1963 年 10 月 9 日、石灰岩より構成される台地部が滑動して、湖水に滑落した。

② 地すべりの発生要因

地すべり発生の主な原因として以下の項目が挙げられている。

a) 地質的な弱線（断層）の存在

すべりの形は椅子型で、上端の滑落崖には鏡肌が露出していたことから、石灰岩層中に比較的大きな断層のあったことが推定され、これをすべり面として川側の地塊が地層の層理に沿って滑落したと考えられている。

b) すべり土塊末端部の崩壊

1960 年の水位上昇時に 70 万 m^3 の崖錐堆積物の崩壊が発生し、これと同時に石灰岩より構成される台地部にクラックが発生したことから、この崩壊が、その後の大規模な地すべりの誘因の一つと考えられている。

c) 降雨による地下水位の上昇

地すべり発生前の8月、9月は長雨が続けていた。また、直前の9月28日頃から10月9日まで降雨が継続していた。

d) 貯水位降下による残留間隙水圧

9月末から地すべり発生までの2週間で10m貯水位を低下させており、これによる残留間隙水圧の影響が考えられている。

(2) Teton ダムにおける事例⁷⁾

① 概要

1976年6月5日にアメリカのTetonダムの決壊により引き起こされた貯水位の急激な低下は、約6時間でほぼ満水状態にあった貯留水のほぼ全てが流出し（水位低下約90m）、水没斜面約5.8km²のうち約34%に相当する2km²で地すべりが発生した。

Tetonダムの湛水池は平坦地が河川により浸食された溪谷である。地質は、亀裂の多い流紋岩質の溶結凝灰岩と更新世凝灰岩から成り、斜面上部及び谷壁は黄土と崩積土に覆われている。地すべり及び崩壊は、黄土と崩積土などの未固結層の崩壊と、亀裂の多い溶結凝灰岩の落石や岩盤すべりが主体である。

すべりの形態は、黄土と崩積土などの未固結層の分布箇所では、未固結層自体の表層崩壊及び、斜面上に堆積した未固結層が斜面の上をすべるものであり、すべり面に基岩が露出していることが多い。一方、溶結凝灰岩の分布箇所では落石や、岩盤地すべりが発生しているが、岩盤地すべりは節理などが高角度であるため、小さなブロック状となり比較的小規模で頻度も少ない。

② 地すべりの発生原因

地すべり発生の主な原因として以下の項目が挙げられている。

a) 水位急降下

ダムの決壊により、ほぼ満水状態にあった貯留水のほぼ全てが流出し、これにより約6時間で約90mの急激な水位低下が発生している。発生前後の空中写真の判読などから、地すべりは主に水位急降下時とその直後に発生したと考えられ、それ以降の地すべり発生は少ない。これは、貯水位の急低下により、間隙水が残留し斜面の安定性が極限状態を越え、すべりを発生したと考えられている。その後、時間が経過し間隙水が抜けたあと、斜面は安定に向かったと考えられている。

b) 湛水により地山に貯留した地下水の斜面への湧水

上記の他、斜面に分布する溶結凝灰岩の割れ目などに水が浸透、貯留したものが、急激な水位低下により斜面から湧水が発生した箇所がある。この湧水の噴出により未固結層などにおいて比較的小規模な崩壊が生じた。このような湧水は2日間続いたとされている。

2. 2. 2 我が国における斜面変状事例

我が国の湛水池斜面においては、前述の Vaiont ダムや Teton ダムでの事例に見られる程の大規模な地すべり事例は報告されていないものの、大小さまざまな変状が確認されている。表-2.2.1 は、図-2.2.5 に示す 50 ヶ所のダム湛水池周辺の斜面変状箇所数を形態別に集約したものである。変状形態としては、「崩壊」が最も多く、ついで、「地すべり」、「土石流」の順となる。「崩壊」の一例を写真-2.2.1 に示す。

以下に、我が国のダムの湛水池斜面において発生した地すべりの3事例について述べる。

表-2.2.1 50 ヶ所のダム湛水池周辺の斜面変状箇所数

崩壊	地すべり	土石流	計
344	21	7	372

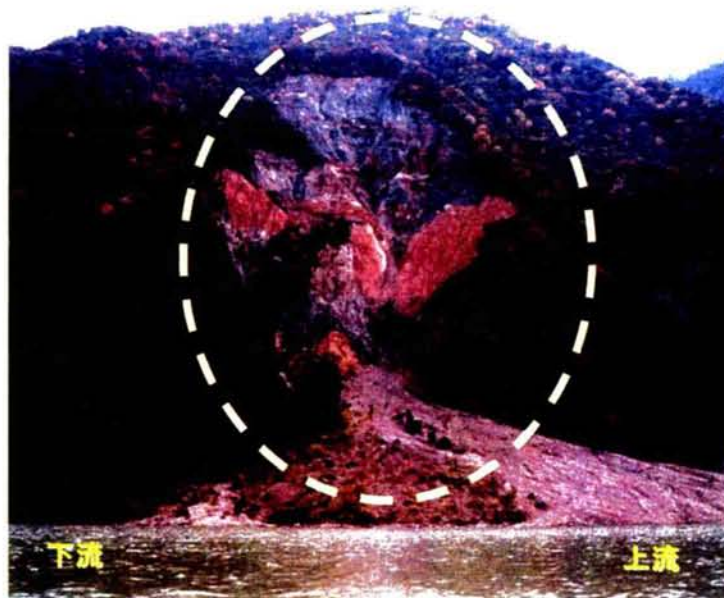


写真-2.2.1 崩壊事例

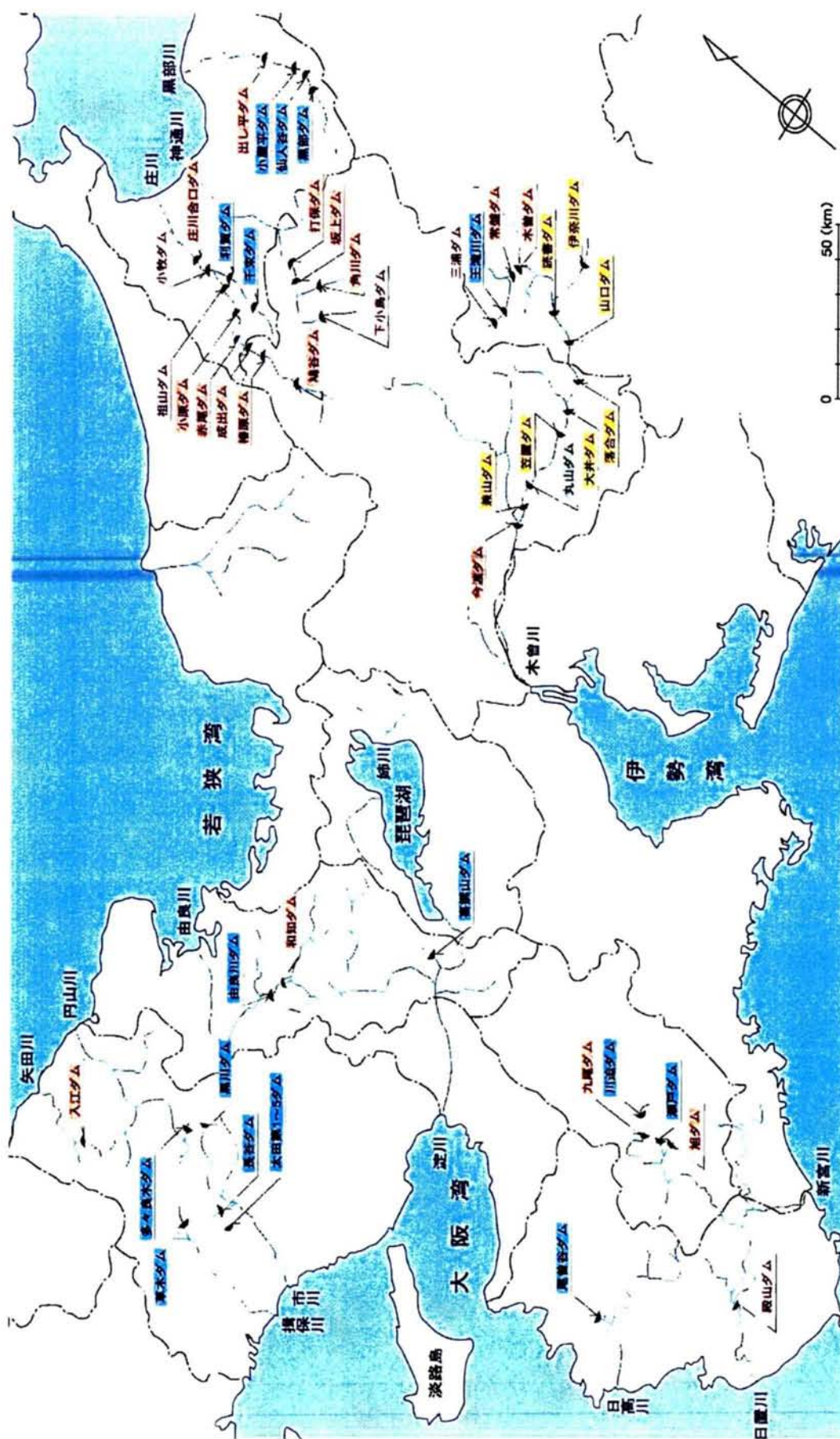


図-2.2.5 調査箇所一覧

(1) A地点における湛水池斜面変状事例^{8),9)}

①概要

変状箇所の状況を写真-2.2.2、写真-2.2.3に示す。同箇所は、ダムの上流1.5km付近の湛水池右岸に位置し、地すべりの規模は、対策工施工前には図-2.2.6(a)に示すように、幅140m、長さ170m程度であり、図-2.2.7の断面図に示すように、満水時には地すべり高さの10%程度の領域ですべり末端部が水没する。

湛水池の供用開始から約20年を経た1976年1月の地表踏査により、長さ約100mの地割れ、段差約0.2～0.3mの滑落崖が確認された。約1年後の再調査では、長さ約170mの地割れ、段差約1.0mの滑落崖が確認され、続いて実施されたボーリング調査等の追加調査、各種計測の結果より、図-2.2.7の太線に示すすべり面からなる岩盤地すべりと推定された。

地すべり土塊量は、最大で40万～60万 m^3 に及ぶものと推定されたため、安定化対策として、図-2.2.6(b)に示す水抜きボーリングによる排水工、地すべり土塊頭部の排土工(6万 m^3)及び表面排水工などを施工し、さらに計測計器を設置して観測を続けたところ、図-2.2.7の太実線で示したすべり土塊の動きについては収束が確認され、同図の太破線をすべり面とする土塊量約16万 m^3 のすべりに縮小したことが判明した。

図-2.2.8に示すように現在も地すべりは僅かながら進行しているものの、排土工以降のひずみ速度を地山変位から計算すると、 $10^{-9}/\text{min}$ レベルにあり、クリープ破壊理論に基づく斉藤の式¹⁰⁾により崩壊までの余寿命を推定すると、5,000～6,000日のオーダーとなり、すぐに崩壊に至ることはないと評価できる。

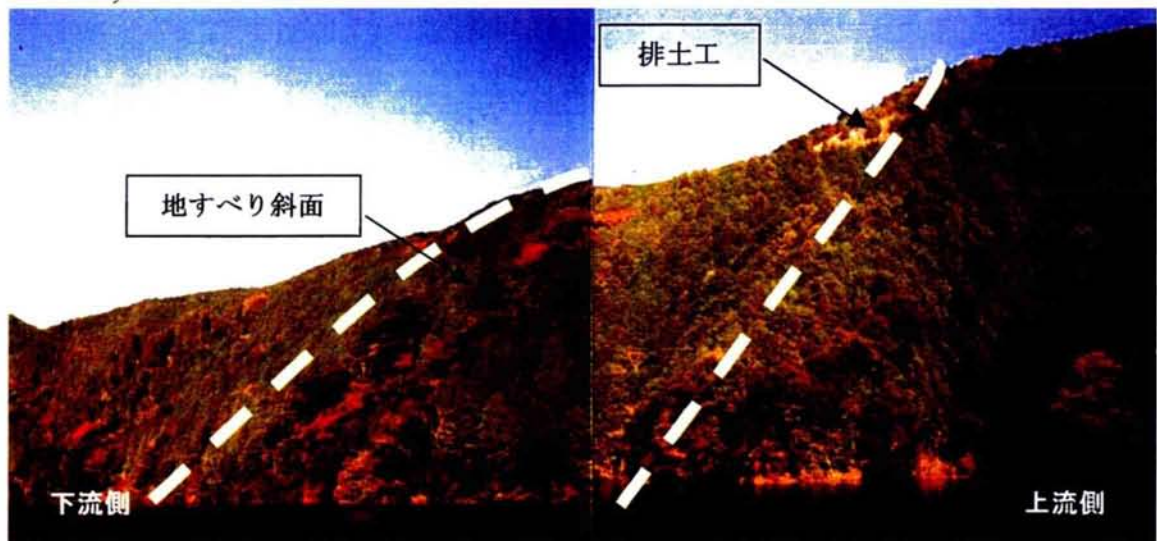


写真-2.2.2 地すべり斜面の全景

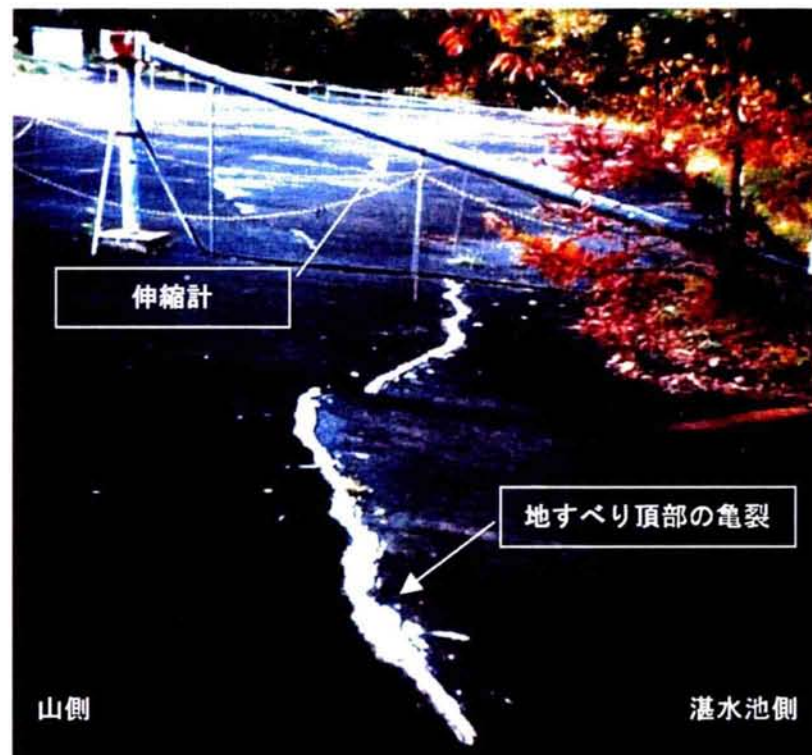
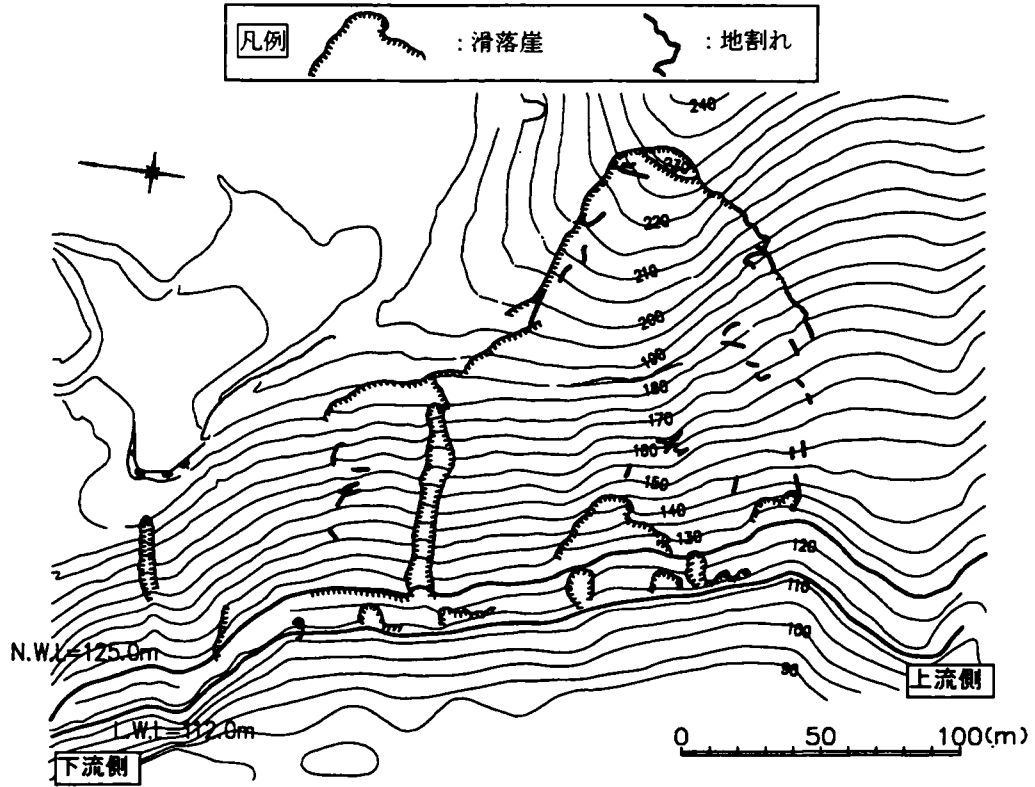
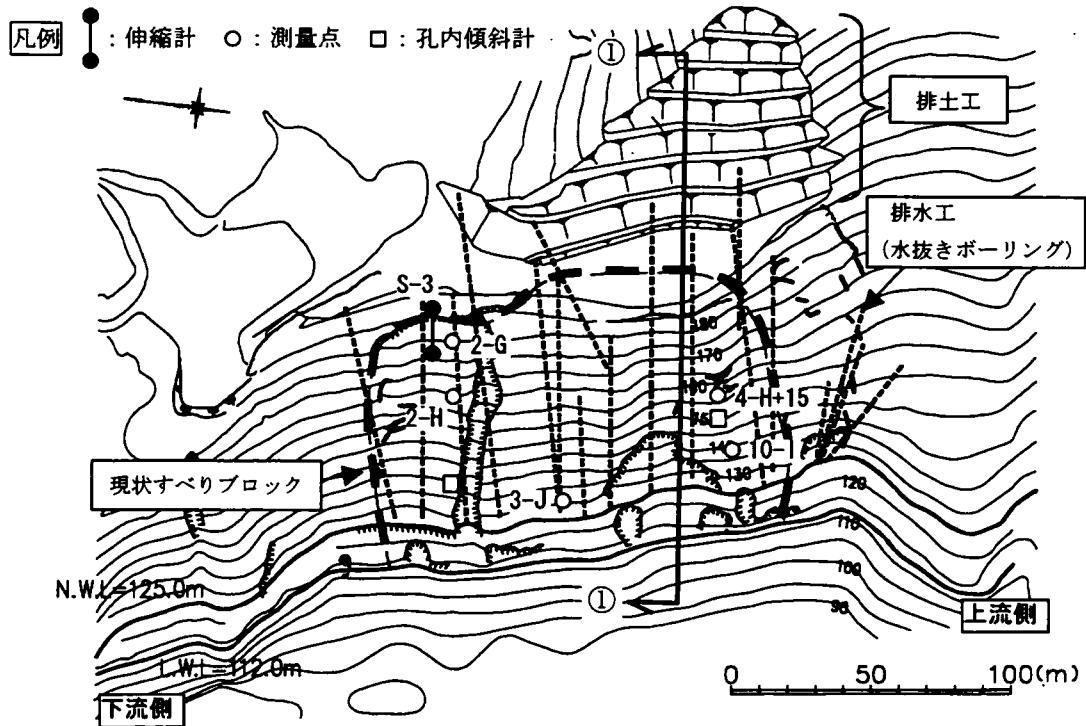


写真-2.2.3 地すべり頂部の現状（排土後）

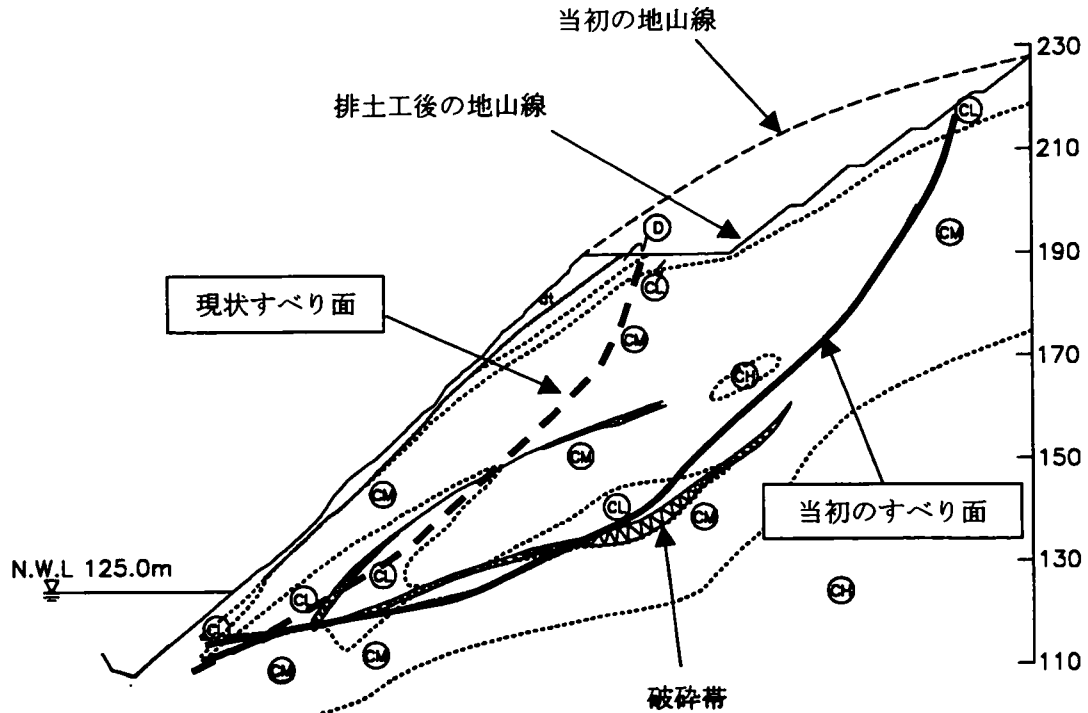


(a) 対策工施工前



(b) 対策工施工後

図-2.2.6 A地点地すべり箇所 平面図



続している。

本地点では長期間の計測によって地すべりの原因や挙動特性を解明してきており、大規模な地すべりが直近に生じる危険性は低いことから、それまでの計測項目や頻度を削減し、管理基準を設けて監視を継続している。このように蓄積された変状データを再評価することにより計測内容の見直しを図ってゆくことも計測管理の合理化につながる重要な視点である。

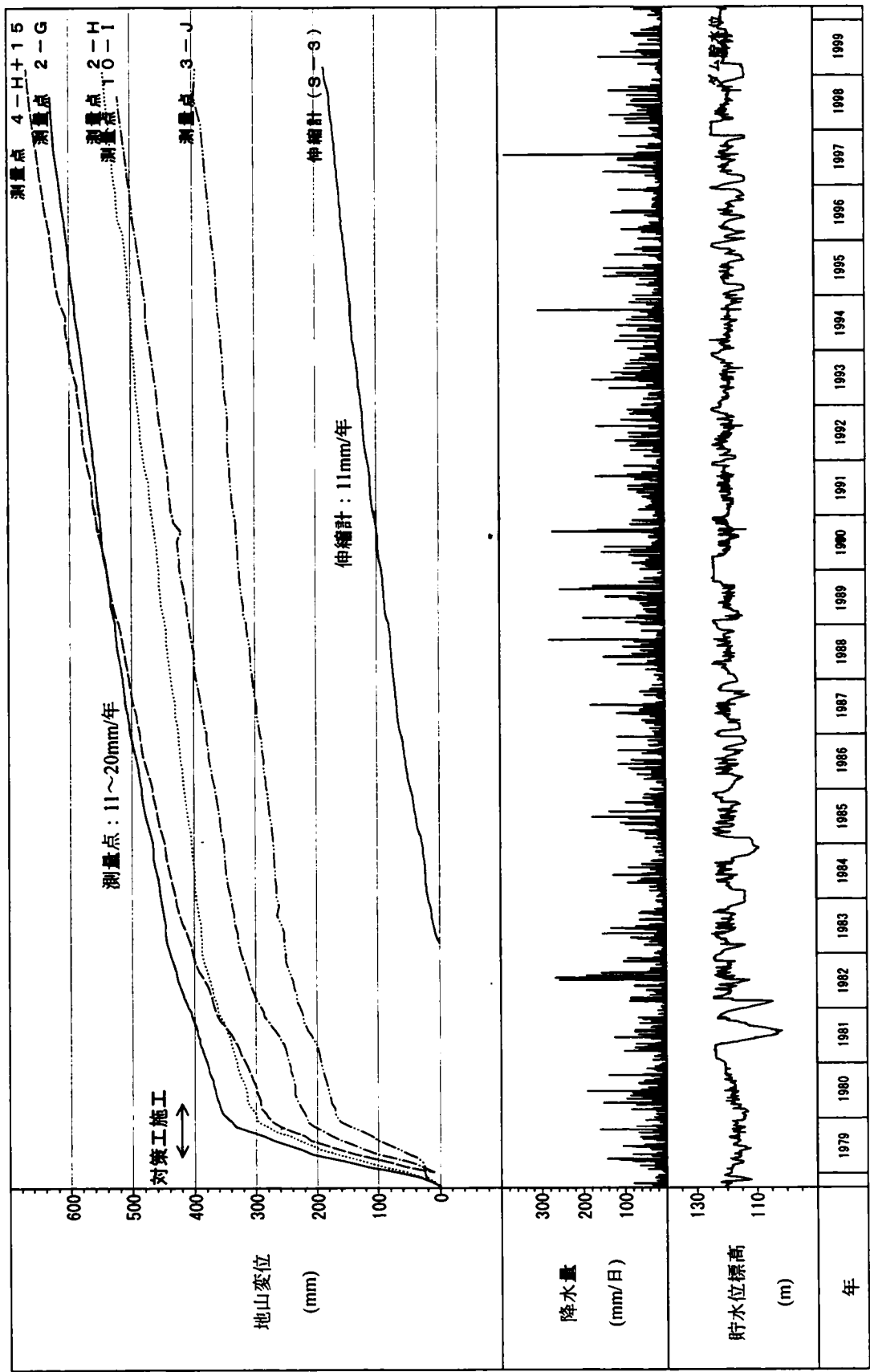


図-2.2.8 A地点 地山変位状況

(2) B地点における湛水池斜面変状事例

①概要

変状箇所の状況を写真-2.2.4、写真-2.2.5に示す。同箇所は、ダム上流1.4km付近の湛水池左岸に位置し、地すべり斜面を構成する周辺の山体は、砂岩礫岩互層より成っているが、地すべりは基盤岩上の崖錐堆積層（厚さ20～40m程度）で発生している。地すべりは幅50m、長さ130m程度の規模であり、満水時には地すべり斜面の90%程度が水没する（図-2.2.10参照）。

地すべりは、ダム建設中に発生したものであり、集中豪雨時に付替道路面にクラックが確認され、降雨の都度進行していた。このため、押え盛土、鋼管杭工が施工されると共に、継続的な地すべり計測が開始された。さらに、湛水後に変位が生じたため、法枠工及びアンカー工の対策工ならびに孔内傾斜計等の計測が追加されている。

変状箇所の平面図を図-2.2.9に、断面図を図-2.2.10に示す。地すべり発生当初の変位速度は、すべり土塊頭部の測量によると、最大で鉛直変位118mm/日、水平変位78mm/日を示したが、建設中の対策工事により、大きな変位の進行は収まった。

本斜面において特徴的な事項は、湛水後に生じている挙動である。ダム運用中の現在まで継続して計測が実施されているが、図-2.2.11に示すとおり、冬季の貯水位が下がった時に変位が進行していることがわかる。

②地すべりの発生要因

ボーリング調査や孔内傾斜計の計測結果から、基盤岩上に分布する崖錐堆積物中において変位が発生していることが判明した。この崖錐堆積物は、細粒分の多い在来の崖錐堆積物と、比較的新しい時期の崩壊に由来する礫質の崖錐堆積物との2層から成るが、前者と後者の境界がすべり面に対応していると推定される。

図-2.2.11は、変状箇所の平面図（図-2.2.9）及び断面図（図-2.2.10）に示すボーリング第3孔における孔内傾斜計による計測結果である。図-2.2.11の深度11mの計測結果に見られるように、主に冬期間の水位がEL.670～665m程度以下になる時に変位が生じ、水位が上昇すると変位の増加が止まるというように、規則的な挙動を呈している。この理由を以下に考察する。まず、満水状態では、図-2.2.10に示した地すべり土塊の形状では、土塊の上部はすべりに抵抗する力よりもすべり力が大きい一方、土塊の下部はすべり力よりも抵抗力が大きくなり、押え荷重的にはたらくて土塊全体として釣り合いを保っている。この状態から貯水位が低下すると、土塊上部に作用していた浮力が減少しすべり力が増加する一方、押え荷重としてはたらく土塊下部の抵抗力は変化しないため、すべり土塊全体として

は、抵抗力よりもすべり力が増加してすべりが生じるものと推察される。また、このように貯水位に関連した規則的な挙動を呈していることから、すべり発生当初の大きな変位により、すべり面の強度はすでに残留強度に至っていると推察される。

地表の変位は、川側への、水平変位 2mm/年、沈下 4mm/年程度あるいは水平変位 6mm/年、沈下 3mm/年程度と少なく、変位速度の増加傾向も見られない。したがって、すぐにも崩壊に至るという可能性は低いが、施設へ与える影響を考慮し、監視を継続している。

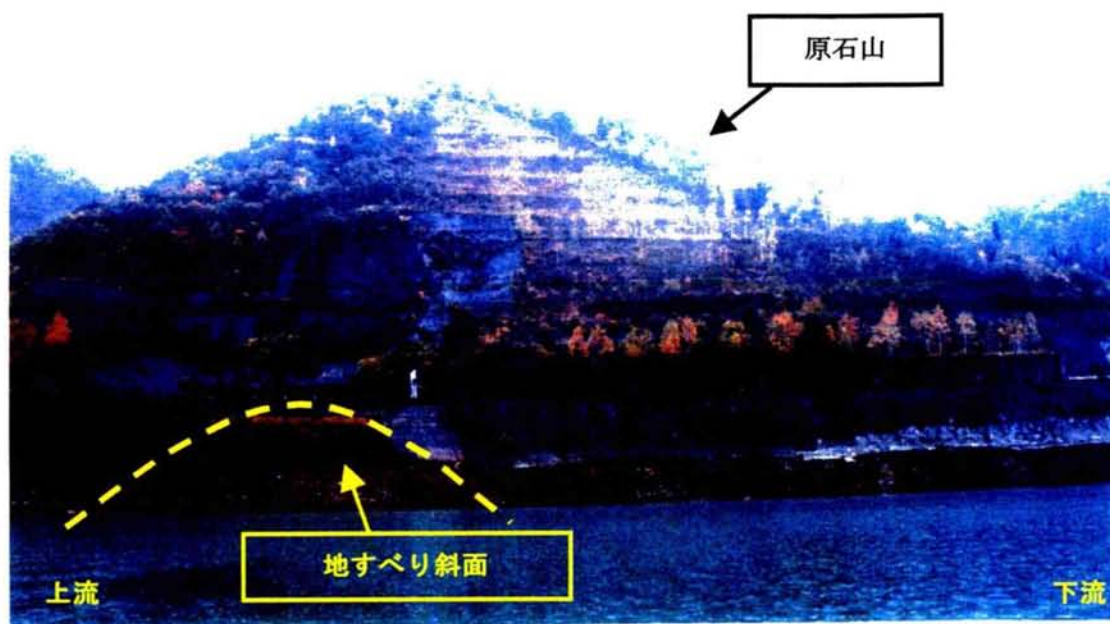


写真-2.2.4 B地点の地すべりの全景



写真-2.2.5 道路面上のすべり頂部の状況

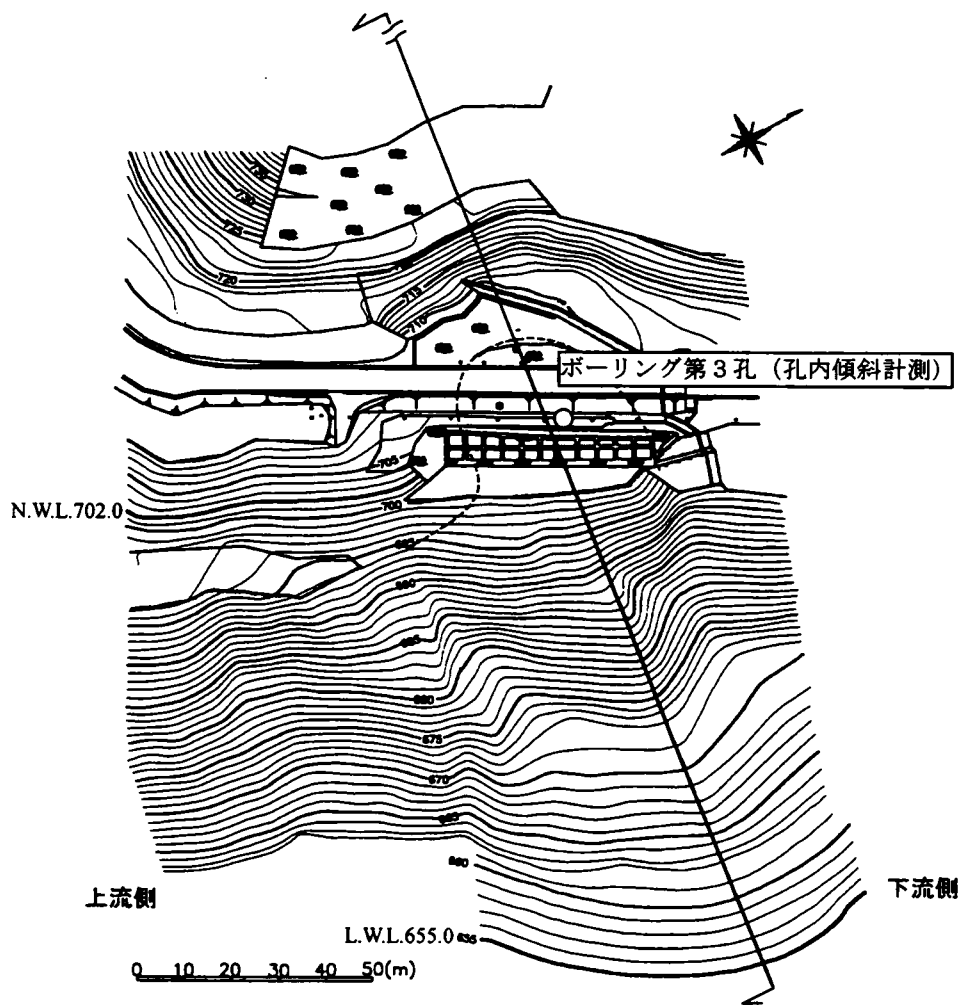


図-2.2.9 B地点地すべり箇所平面図

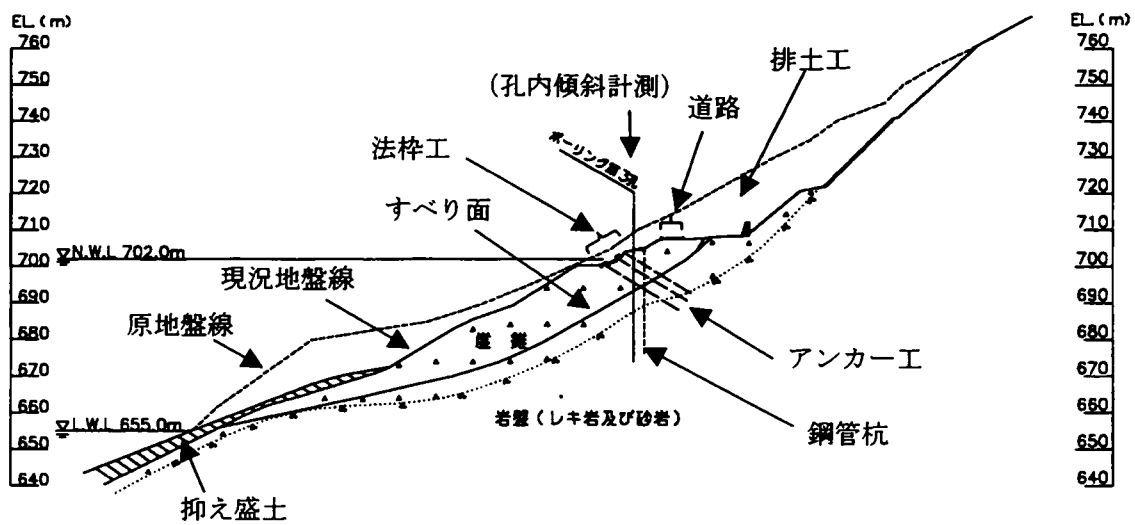
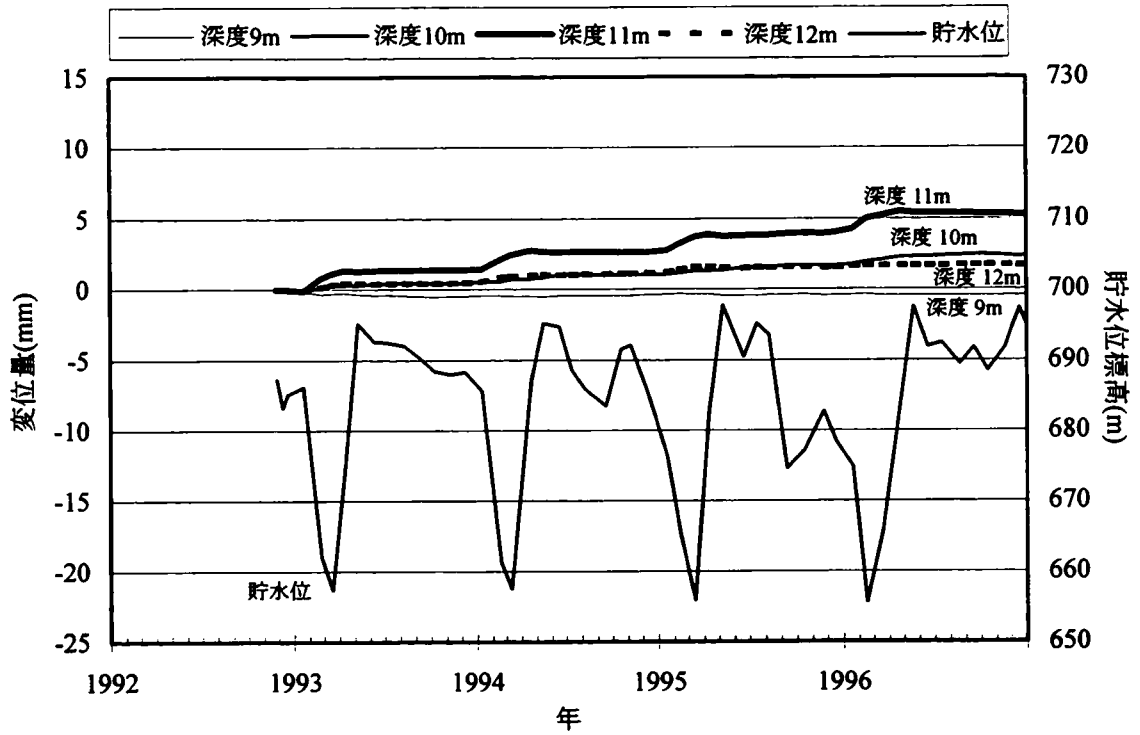
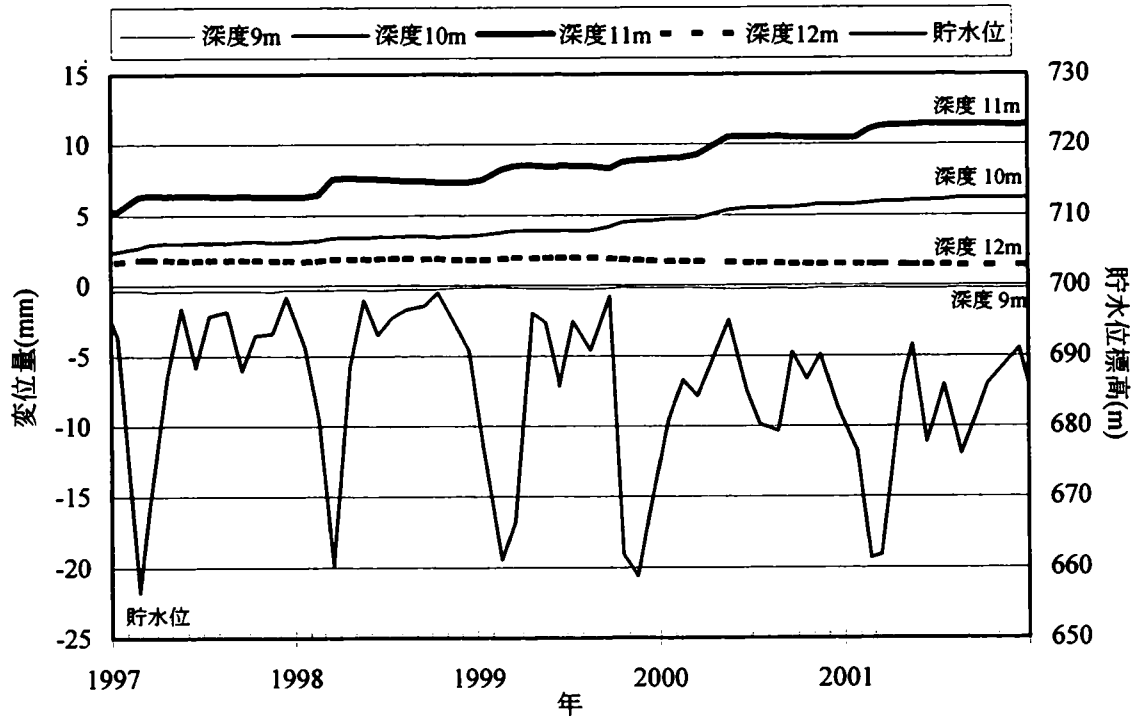


図-2.2.10 B地点地すべり箇所断面図

※変位は各深度の1m区間の値を表す。



(a) 1992～1996 年



(b) 1997～2001 年

図-2.2.11 孔内傾斜計変位状況

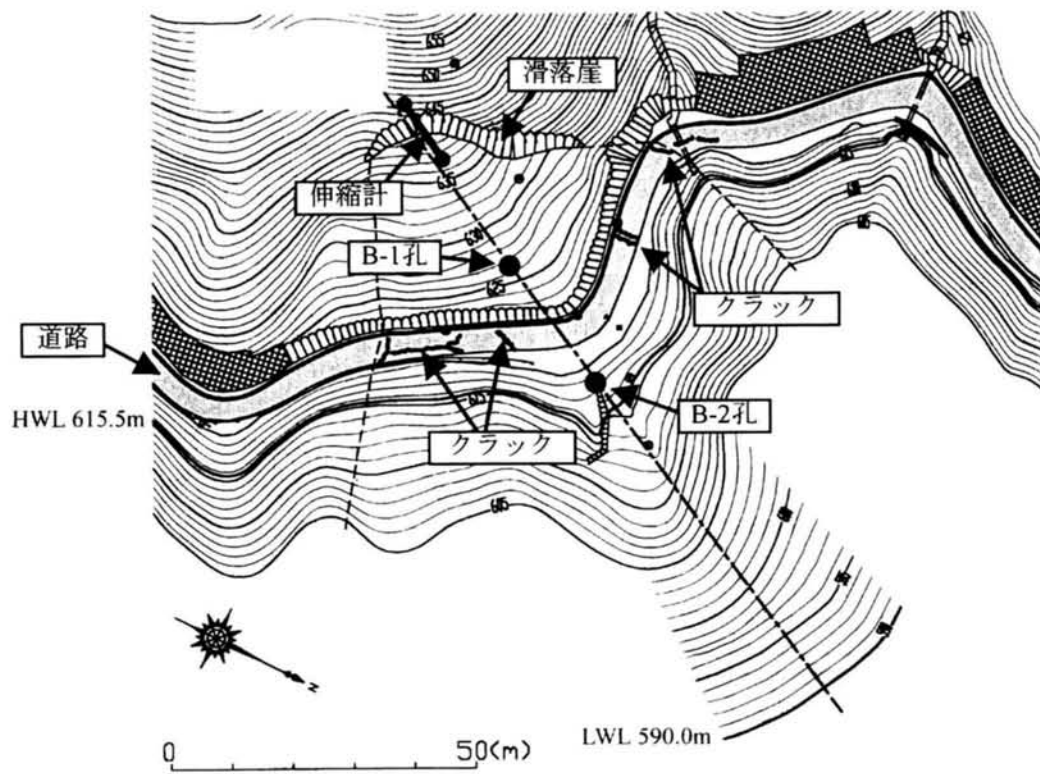
(3) C地点における湛水池斜面変状事例

①概要

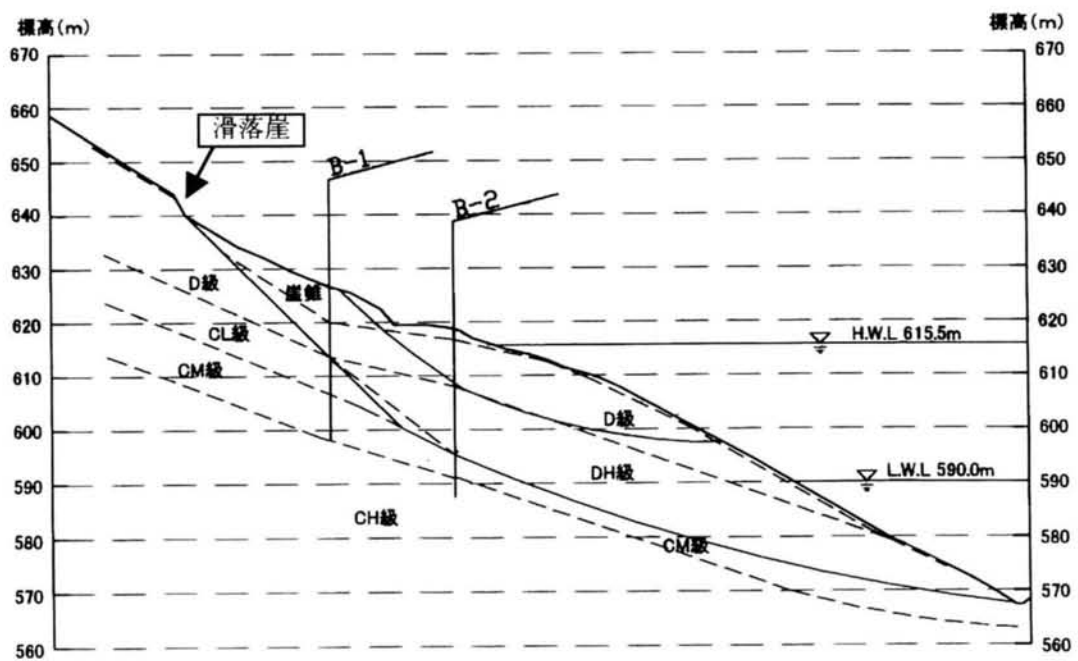
C地点湛水池における地すべり箇所を写真-2.2.6 に示し、図-2.2.12 に平面図及び断面図を示す。この地すべりは、ダムサイト上流左岸約1km 付近の尾根状地形の箇所で発生している。ダムの湛水から24年が経過した年に、道路面や側溝にクラック（写真-2.2.7、写真-2.2.8）が発見され、周辺の踏査を行った結果、クラックの延長上の山地内に高さ3～4m の滑落崖（写真-2.2.9）が確認された。その後もクラックの拡大が観測されたため、翌年以降、光波測量による定点観測、伸縮計設置、ボーリング調査、孔内傾斜計、地下水位測定など詳細な調査・計測が実施された。すべり規模は、滑落崖やクラックの分布から幅約80m、延長約150mと推定される。



写真-2.2.6 地すべり箇所の全景



(a) 平面図



(b) 断面図

図-2.2.12 変状概要図



写真-2.2.7 道路面のクラック状況



写真-2.2.8 側溝のクラック状況



写真-2.2.9 すべり頂部の滑落崖の状況

地質は中生代白亜紀後期の流紋岩質凝灰岩及び凝灰角礫岩よりなる。地質構造は走向／傾斜が概ね N30° W/20° N を呈し、斜面に対し流れ盤となっている。ボーリング B-2 孔では、地表から深度 11m 付近まで強風化した D 級の流紋岩質凝灰岩が分布し、以深では表層の D 級に比較すると堅固である D_H 級の凝灰角礫岩が深度 20m 付近まで分布し、以深では C_M 級以上の堅岩が分布する。

孔内傾斜計による計測結果を図-2.2.13 に示す。山側のボーリング孔（B-1 孔）での変動は深度 12.5～13.5m 付近であり、C_L 級の層内に位置している。また、湛水池側のボーリング（B-2 孔）では浅部の深度 11.0～11.5m 付近と深部の深度 22.5～23.0m 付近の 2 箇所で湛水池側への変動が認められており、浅部の変動箇所は D 級と D_H 級の境界であり、深部の変動箇所は D_H 級と C_M 級の境界付近である。変動箇所付近のコア写真を写真-2.2.10 に示す。ボーリングコアの観察によると、B-1 孔の変動箇所では部分的に薄く粘土を介在し、スリッケンサイトが認められ、B-2 孔では両変動箇所共に、部分的に礫状～礫混じり粘土状を呈している。

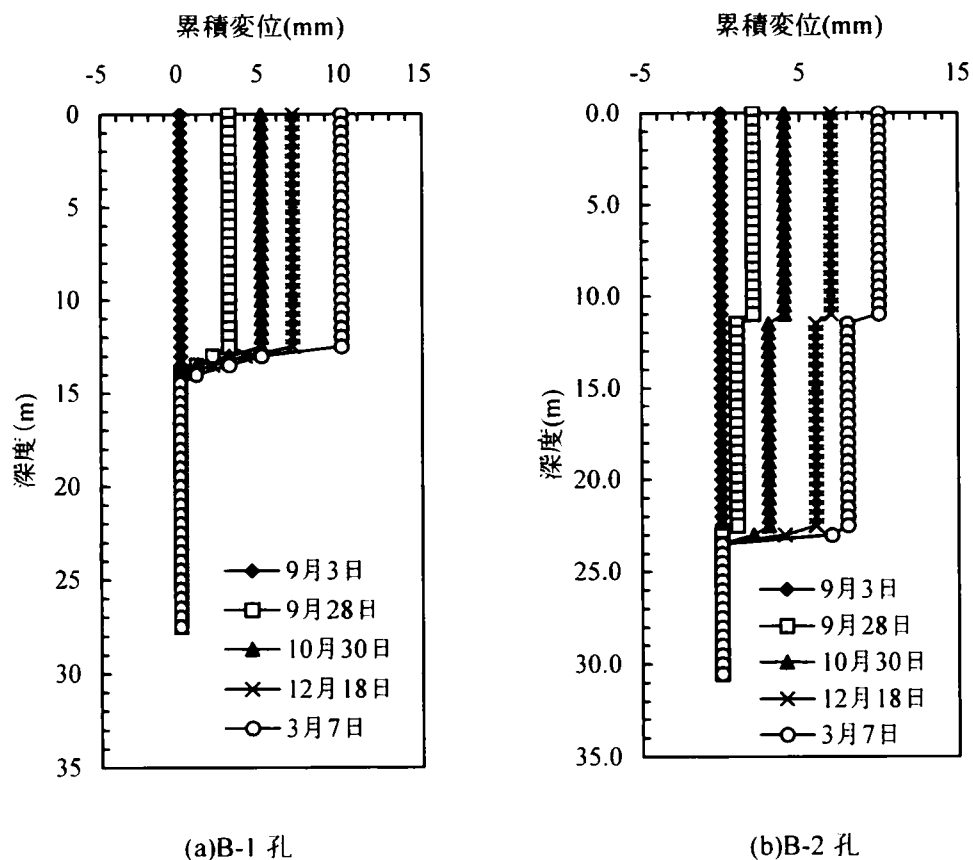
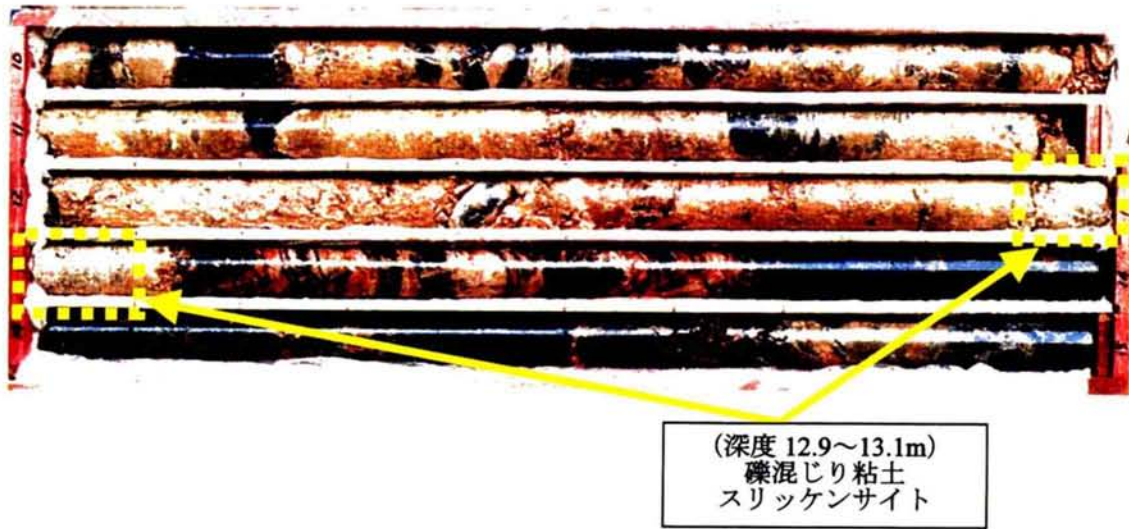
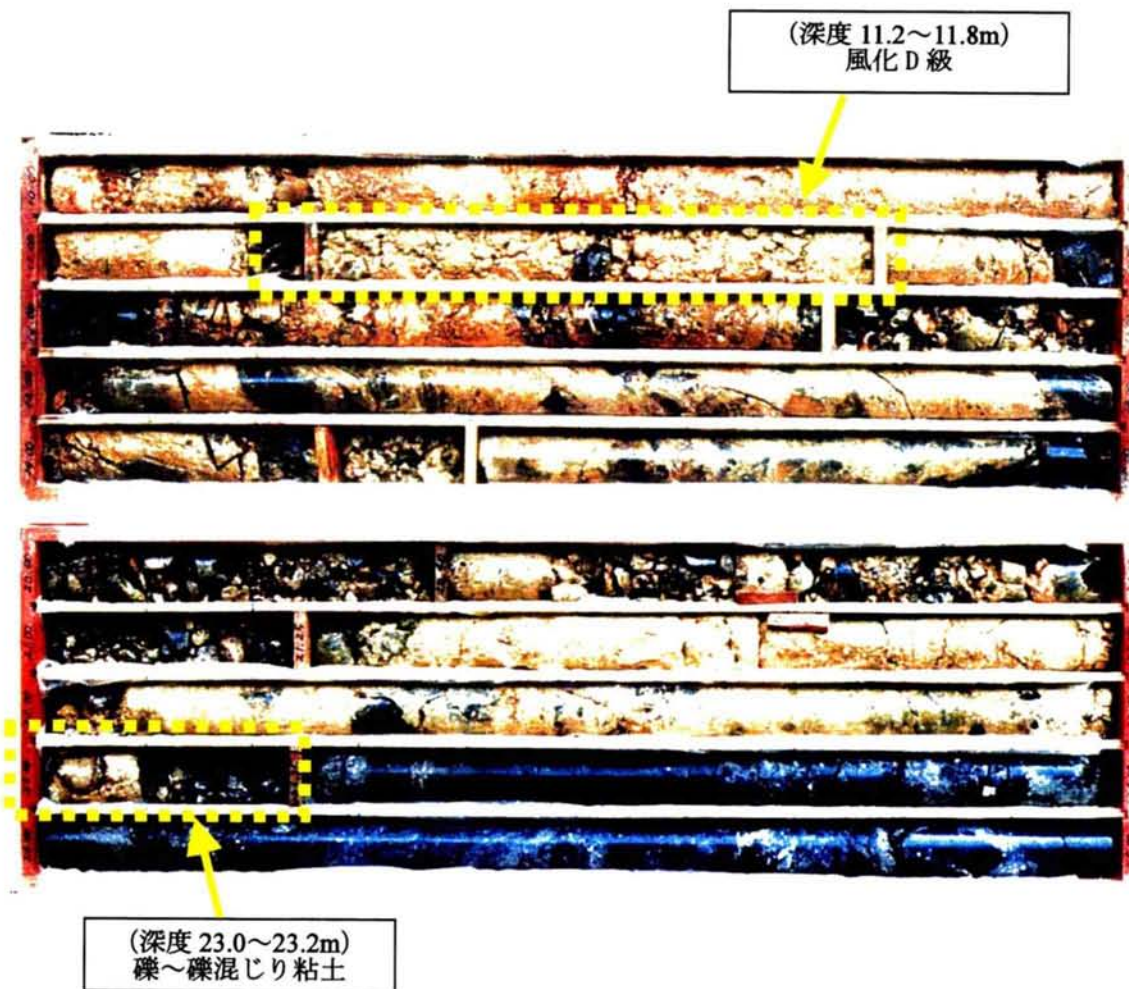


図-2.2.13 孔内傾斜計による計測結果（孔底からの累積変位）



(a) B-1 孔



(b) B-2 孔

写真-2.2.10 変動箇所付近のボーリングコア写真

つぎに、地下水位計測結果の一例を図-2.2.14 に示す。B-1 孔位置 (EL.626.640m) ではボーリング孔に挿入した有孔管中に間隙水圧計を設置して計測を行い、B-2 孔位置 (EL.618.649m) では、水圧計を設置した上下をセメント充填して計測している。この結果によると、B-1 は貯水位の上下に敏感に反応している。これは、部分的に礫状化した透水性の高い箇所を通じて地下水が流動しているためであると推察される。ただし、図の後半部分で大きく貯水位が低下した時には追従しなくなるがこれは地山から地下水の補給があるためと推察される。また、B-2 に着目すると、貯水位の上下に反応しているものの、B-1 ほど敏感ではなく、変動幅も少ない。

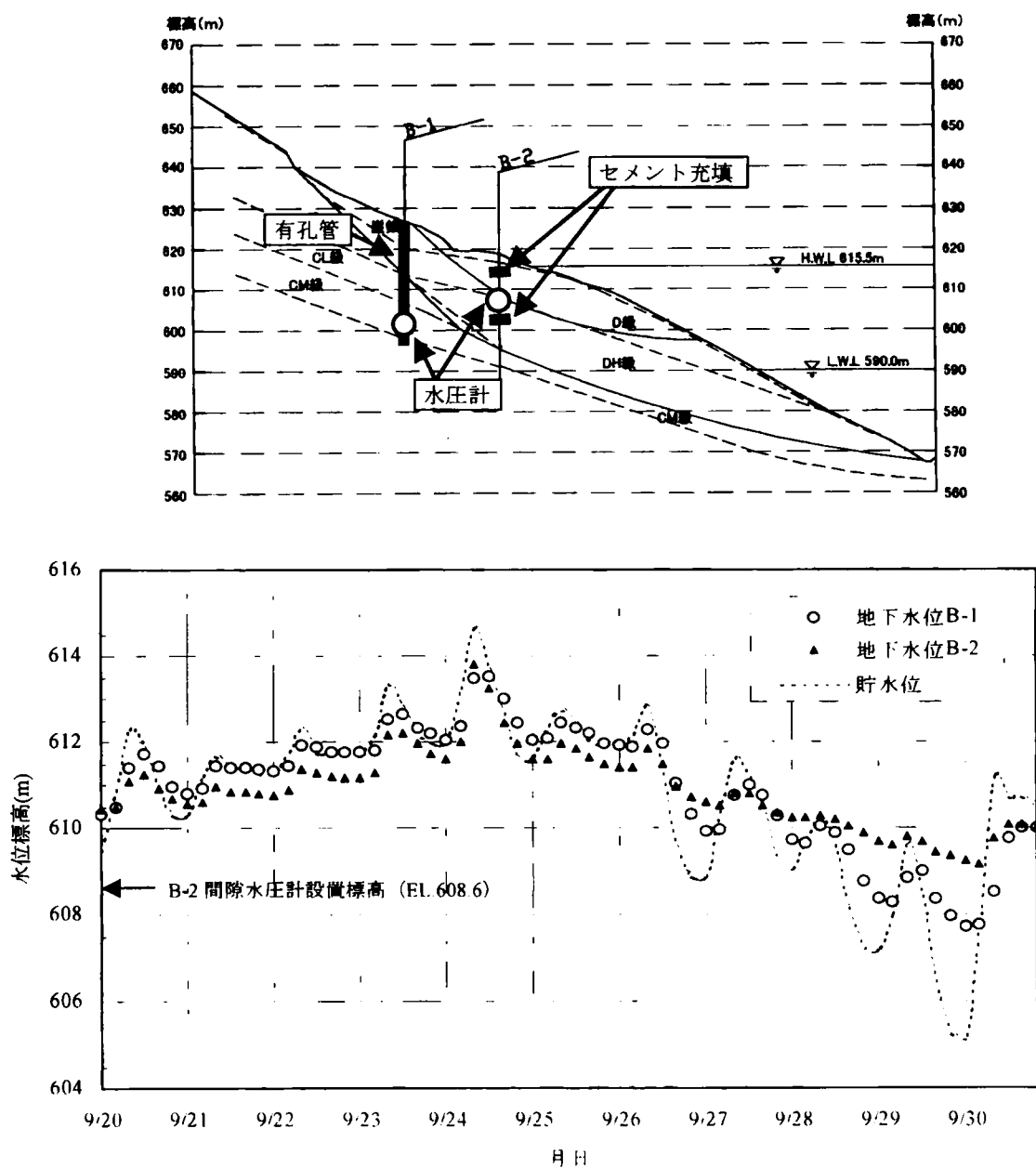
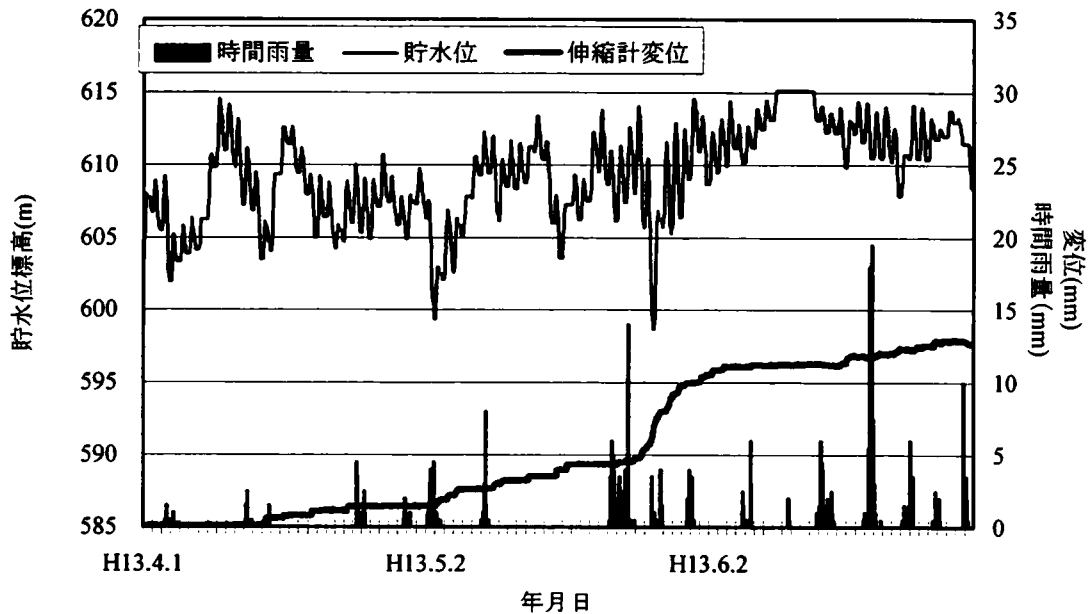
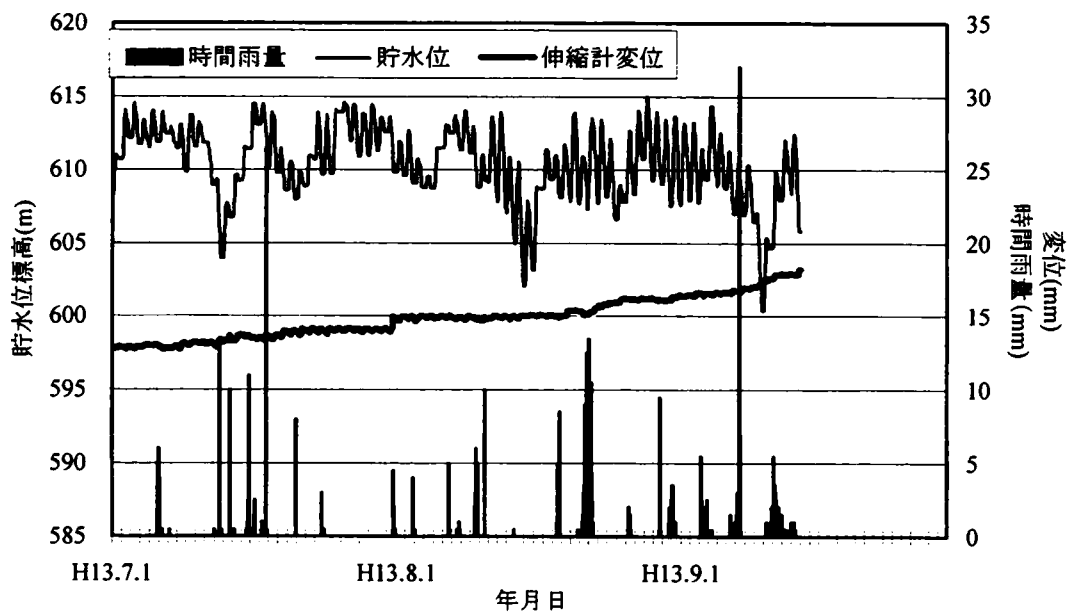


図-2.2.14 地下水位計測結果

図-2.2.15 に地すべり頭部の滑落崖を跨いで設置された伸縮計の計測結果を示す。全体的には0.075mm/日程度の緩慢な変動であるが、一時的に0.6mm/日（H13.5.24～6.4）の変動が確認された。当該時期には降雨と貯水位の低下が生じているが、降雨については他の時期にも比較的大きな降雨が観測されているにもかかわらず、変位の増加は顕著でないため、水位変動の影響がより大きいものと推察できる。



(a) H13.4.1～H13.6.30



(b) H13.7.1～H13.9.13

図-2.2.15 伸縮計計測結果

2. 2. 3 変状の原因と特徴

湛水池斜面に見られる変状の原因を、素因と誘因に分けて考えてみる。

まず、変状の素因については、地山内部の不連続な構造の存在が支配的であると推察される。Vaiont ダムの事例においては、素因として断層の存在が指摘されており、我が国の事例として挙げたA地点の湛水池斜面においても、素因としては破碎帯の存在が挙げられる。これらの不連続な地質構造は、岩盤地すべりの場合、すべり発生後の詳細な調査・計測によって判明することが多く、地表面から得られる情報を用いてその存在を察知することは困難であるが、変状発生による影響が大きいと想定される場合には、ある程度の調査や計測などの事前対応が必要である。

つぎに、変状の誘因としては、一般的な斜面変状の誘因である降雨や地震等に加えて、湛水の水位変動が誘因と推察される。海外において、Teton ダムの事例では、ダムの決壊に伴う急速な水位低下により水没斜面の34%に相当する約2km²の斜面においてすべりが発生している。また、Vaiont ダムの事例では、水位低下が直接的な誘因となり大規模崩壊を生じ、ダムからの越波に至っている。我が国の事例として挙げたB地点及びC地点においても、湛水池の水位変動と連動した斜面の動きが認められる。

湛水池斜面では、ここに挙げた事例以外にもさまざまな形態や規模の変状が発生しているが、湛水による浮力の発生、水位低下による間隙水圧の残留、水位変動域の水浸乾燥作用等による風化の進展、波浪の影響など、湛水池特有の条件があるため、一般の斜面と比較し、変状の発生確率は大きくなる可能性が高い。また、定性的には、斜面に対する水没深の割合が大きい、あるいは水位変動が大きいほど、斜面の安定性に与える影響が大きくなるものと推察され、特に大規模な水位変動の場合は慎重な対応が必要となる。

2. 3 湛水池斜面安定管理上の課題

斜面安定管理手法については、公的機関等により示され、実用化に至っているものもあるが、発電用ダムに適用する場合、湛水が安定性に及ぼす影響や変状が発電施設やダム運用に及ぼす影響など、水力発電所の特性を考慮した評価が可能となるように、これらの手法を見直す必要がある。

本節では、まず、本研究に着手した1990年代初頭までに一般的であった斜面安定管理の方法を概観し、前節で示した湛水池斜面の変状を適切に評価するための課題を抽出する。つぎに、文献や既往の研究事例等に基づき水位変動が湛水池斜面の安定性に及ぼす影響に関する知見を整理し、大規模な水位変動を受ける斜面の地すべりを適切に評価するための課題を抽出する。

2. 3. 1 従来の斜面安定管理に関する課題

(1) 従来の湛水池斜面安定管理の方法

従来は、一般に、各ダムの管理箇所などにおいて、それぞれの技術的判断に基づき、個別に点検、調査、安定性評価、対策の検討が行われていた。

従来から行われてきた斜面安定管理の内容は、以下の通りである。

①ダムの計画～建設時

ダムの計画～建設時には、ダムサイト及び湛水池を対象として、空中写真判読、地形判読、地表踏査などにより地形・地質及び地すべり・崩壊などの変状箇所の調査が行われる。これにより変状の発生箇所あるいは発生が懸念される箇所が抽出された場合、ボーリングなどによる精査を行い、対策が講じられてきた。

変状箇所の抽出は、各地点毎に地質専門家の判断に委ねられることが多く、統一的な基準は無かったため、顕著な変状が認められない箇所については、斜面に関する資料自体乏しいものとなっている。

基本的には、地質専門家による判断が行われているため、顕著な地すべりなどについての対応は実施されており、特に大きな被害は発生していない。しかしながら、変状が発生していない箇所における潜在的なすべりなどの斜面すべてを網羅した評価がおこなわれているとは限らず、また、それぞれの地点ごとでの対応であるため、必ずしも合理的な評価が行われているとは限らない。

②ダム完成後の保守・点検時

ダム完成後は、前記の計画～建設時の資料に基づき、管理箇所ごとに点検が行われてきた。点検の内容は目視観察が中心であり、観察内容も統一されていないため、顕著な変状や被害が発生しない限り、体系的な評価や対応が行われていない場合が大部分である。これらの点検結果は、現地の管理者により、写真やメモなどによって記録され、それぞれの部署ごとに資料を整理している。このため、記録内容に統一性がなく観察項目の見落としが発生している可能性もある。

(2) 公的機関等における既往の斜面安定管理手法

1990年に建設省道路局において全国の斜面を統一的に点検・評価する方法として「防災点検ガイドブック（案）」¹¹⁾（以下、道路局手法）が、道路の全国一斉の斜面防災点検を行う趣旨で作成された。これは、現在の「平成8年度道路防災総点検要領（豪雨・豪雪等）」¹²⁾につながるもので、専門家以外でも判断しやすいように内容が構成されている。以下に、この道路局手法について概説する。

①手法の概要

基本的に道路に関わりの深い斜面変状、構造物、自然現象など11項目（落石・崩壊、岩石崩壊、地すべり、雪崩、土石流、盛土、擁壁、橋梁、地吹雪、落石覆工（洞門工）、その他危険の恐れのある箇所（越波、道路湛水など））を点検項目としている。これらの各項目で地形、地質、変状の状況などの詳細な現象・事例があげられ、該当するものにチェックを付けていき、それぞれに割り付けられた点数の合計で評価を行うものである。

評点はⅠ～Ⅳの4ランクに区分されるが、区分に対する対応については明記されていない。

②点検

a) 点検箇所の抽出

道路局手法では対象道路全線の斜面を対象に調査を行うのではなく、以下の箇所に着目して、点検箇所を抽出し、上述の11項目で該当する点検を行うものである。

- ・ 日常点検の結果に基づく管理者独自の判断で危険と考えられる箇所
- ・ 災害が発生した場合、人的・物的被害が甚大となる箇所
- ・ 社会的・経済的に重要な路線である場合
- ・ 代替道路の確保が困難な箇所
- ・ 一旦崩壊等の災害が発生した場合、復旧が困難な箇所

b) 点検手法

抽出された点検箇所については、現地調査結果に基づき、11項目それぞれに対応した「安定度調査表」と「防災点検箇所別記録表」などの様式に従い、記録を作成する。

「安定度調査表」（表-2.3.1 参照）は、地形・地質・変状の状況など細かな点検項目が列記され、該当するものにチェックを行う。それぞれの項目に点数が振り分けられており、これらの合計点で評価することになる。この評点はさらに、既設の対策工の効果や道路交通量など区間の重要度及び災害履歴などによる補正も付加され、最終的な評点が算出されることになる。

「防災点検箇所別記録表」は、対象地点の位置図、写真及びスケッチなどを記録しておくものであり、道路の種別や要素（交通量、規制基準等）などを記録する欄も設けられている。

③評価

点検による評点により4ランク（Ⅰ～Ⅳ）に分けられるようになっている。

なお、本手法による点検の目的が、危険箇所の抽出と施設安定度のチェックであり、相対的な危険箇所抽出を主目的としているため、評価ランクに応じた対応方法（調査、対策工法など）については明記されていない。

表-2.3.1 安定度調査表の一例（地すべり）¹¹⁾

〔安定度一次評価（要因からの評価）〕				
項目	観察点	配点	得点	
地すべり 地 形	褶曲、丘状地形、緩傾斜地、等高線の乱れ、河川などへの押し出し等の地すべり地形が認められる。	明 瞭 40 やや明瞭 20 不 明 瞭 7	(40)	(100)
	断層・陥没等	18	(18)	
	火山灰質等、温泉余土	18	(18)	
地 質	流れ盤	14	(14)	
	受け盤	7	(7)	
	現 状（貫入岩構造、キャップ・ロック構造）	3	(3)	
地 帯	その他	0	(0)	
	年代及び地質	中・古生層（結晶片岩、堆積岩） 7 第三紀層（堆積岩） 7 第四紀層（堆積岩） 3 その他（火山岩、火成岩等） 0	(7)	
	湧 水	あり 10 なし 0	(10)	
合 計		(A)	(A)	(100)
合 計		(但し、75点を限度とする)	(A)	(100)
〔安定度一次評価（履歴からの評価）〕				
項目	観察点	配点	得点	
地すべり 歴 史	過去の災害、地すべりの記録や確かな伝承等 (対策が実施され、その後地すべりの発生が無ければ「なし」を選択する。)	あり 100 なし 0	(100)	
地すべり 費 用	斜面の亀裂、隆起や陥没、斜面安定工の異常、変状、露頭の隆起、亀裂等	顕著な徴候 100 軽微な徴候 75 徴候なし 0	(100)	
	小崩落 (崩壊発生後対策が実施されたものは、「徴候なし」とする。)	0	(0)	
	合 計	(C)	(C)	(100)
合 計		(但し、100点を限度とする)	(C)	(100)
〔安定度二次評価〕				
要因からの評価結果 (B)		点		
履歴からの評価結果 (C)		点		
BとCの内、大きい方 (D) = MAX(B, C)		点		
〔区間重要度補正 (E) = (D) + ρ 〕				
区 間 重 要 度		点数(ρ)	判定	
・ 交通量3,000台/日以上、但し迂回路がない場合は2,000台/日以上。 ・ 市町村道にあっては、バス(スクールバスを含む)路線、交通安全指定路線に該当するものは、交通量500台/日以上を含む。		+10点		
・ 交通量1,000~3,000台/日、但し迂回路がない場合は1,000台/日~2,000台/日。 ・ 市町村道にあっては、バス(スクールバスを含む)路線、交通安全指定路線に該当するものは、交通量300台/日~500台/日を含む。		+5点		
・ 交通量1,000台/日未満。 ・ 市町村道にあっては上記以外。		±0点		
〔最終評価〕				
合計得点 (E)		ランク区分		
		ランクⅠ	80点以上	70%
		ランクⅡ	60点以上	
		ランクⅢ	60点未満	
		ランクⅣ	対策不要	

(3) 従来の斜面安定管理に関する課題のまとめ

1990年代初頭までの湛水池斜面安定管理では、変状の兆候を示す地形や変状履歴に着目して斜面を抽出し、個別に斜面の安定性を評価しており、統一的な管理手法は確立されていなかった。そのため管理者の技術的判断により、個別に点検、調査、安定性評価ならびに対策の検討が行われていたが、評価や観察項目が統一されておらず、それぞれの地点ごとの対応となるため、他地点と比較した合理的評価が困難であり、顕在化した変状や被害が発生しない限り対応が行われないなどの問題を有していた。

道路斜面については、1990年に策定された建設省道路局による統一的な点検・評価方法があり、専門家以外でも判断しやすいように内容が構成され、湛水池斜面に見られるさまざまな崩壊形態にも対応しており、さらに点検結果に基づきランクに分類できるため斜面安定管理の合理化には有効な手法である。ただし、本手法は道路斜面が対象であるため、

湛水の影響や発電施設等への影響など水力発電所の特性については考慮されていない。また、ランクに応じた対応方法については基準化されていない。

一方、管理設備の増大、構造物の経年劣化への対応、管理の合理化に対する社会的要請の中、湛水池斜面においても統一的な管理手法を整備することが急務であった。そのため、水力発電所の特性を考慮した合理的な斜面安定管理手法を開発する必要がある。

2. 3. 2 大規模水位変動を受ける斜面の安定管理に関する課題

(1) 湛水に伴う地すべり発生の誘因

第1章に述べたように、近年の揚水発電所用ダムでは、幅・速度ともに大規模な水位変動が生じる場合がある。このような水位変動条件下での湛水池斜面の安定管理を行う際には、従来に増して、湛水の影響を的確に評価する必要がある。

一般に湛水に伴う地すべり発生の誘因としては、下記のもの挙げられ、これらの誘因が、単独または複合して斜面に作用することにより地すべりを誘発していると考えられている^{2),13)}。

- ① 地すべりの土塊の水没による浮力の発生
- ② 貯水位の急速な低下による残留間隙水圧の発生
- ③ 水没による地すべり土塊内の地下水位の上昇
- ④ 水際斜面の浸食・崩壊による受働部分の欠落
- ⑤ 湛水・降雨に伴うすべり面の強度低下

以下に、それぞれの誘因について概説する。

① 地すべりの土塊の水没による浮力の発生 (図-2.3.1)

- ・ 湛水により、地すべり土塊下部の受動部分が水没することにより、押え荷重に相当する部分に浮力が作用し軽くなるため、斜面の安定性が低下する。
- ・ すべり面の勾配が、末端部で低角度の場合は水没深が浅くても影響が大きい。
- ・ 断面形状が椅子型の地すべり及び比較的透水性の高い岩盤地すべりや風化岩地すべりの場合、この原因で地すべりが発生しやすい。

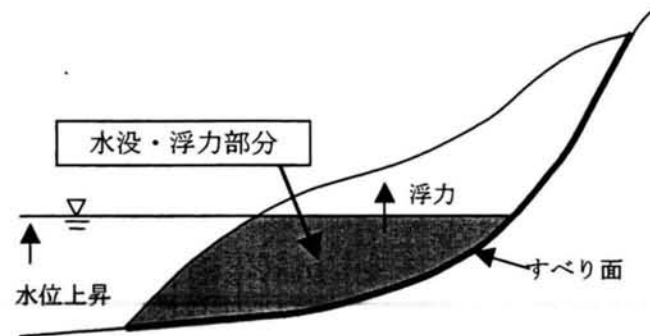


図-2.3.1 地すべり土塊の水没による浮力の発生²⁾

② 貯水位の急速な低下による残留間隙水圧の発生 (図-2.3.2)

- ・ 貯水位は降下しても、地山中の地下水の排水が追従しない場合、一時的に湛水前の自然地下水位より高い位置に地下水位が残留し、これに伴う残留間隙水圧によって斜面の安定性が低下する。
- ・ 特に地山の透水性が小さい場合に影響が大きくなる。
- ・ 透水性が低い材料で構成されている崩積土・粘質土地すべりの場合、この原因で地すべりが発生しやすい。

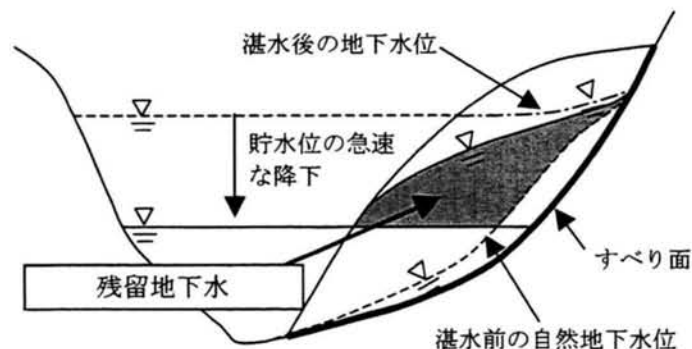


図-2.3.2 貯水位の急速な下降による残留間隙水圧の発生²⁾

③ 水没による地すべり土塊内の地下水位の上昇（図-2.3.3）

- ・貯水位の上昇により地すべり土塊内の排水条件が悪化し、さらに、降雨の影響も受け、土塊上方部の地下水位が上昇することにより斜面の安定性が低下する。
- ・自然状態で地下水位の低い凸型斜面である岩盤地すべりや風化岩地すべりの場合、この原因で地すべりが発生しやすい。

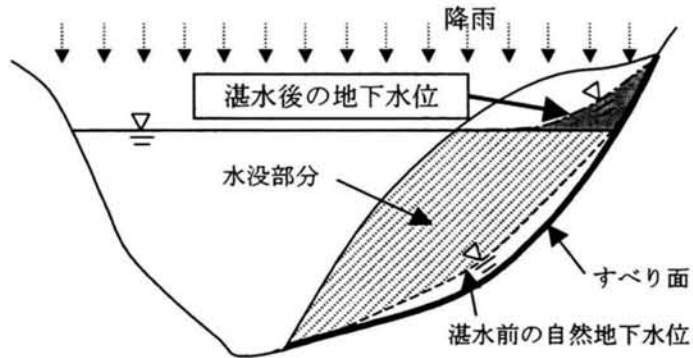


図-2.3.3 水没による地すべり土塊内の地下水位の上昇²⁾

④ 水際斜面の浸食・崩壊による受働部分の欠落（図-2.3.4）

- ・湛水に伴う水没により土塊が飽和することによって地盤強度が低下し、これに風等による波浪が作用し、水際や水中の斜面が浸食され、斜面下部で小規模崩壊が発生する。この小崩壊がその背後の地すべり土塊の受働部の欠落へと繋がることにより背後斜面の安定性が低下する。
- ・過去の地すべりによる滑動により斜面下部が脆弱化している場合、この原因で地すべりが発生しやすい。

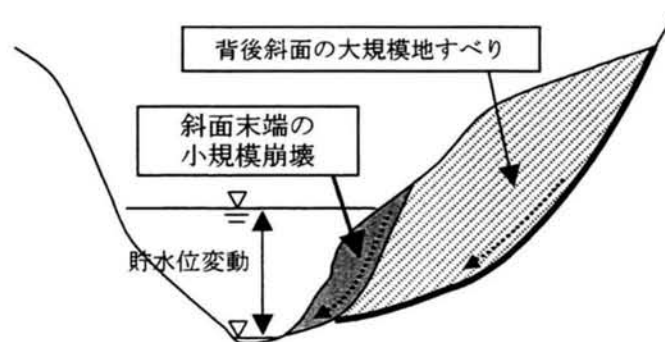


図-2.3.4 水際斜面の浸食・崩壊による受働部分の欠落²⁾

⑤ 湛水・降雨に伴うすべり面の強度低下（図-2.3.5）

- ・すべり面を構成する材料の含水比の増加ならびに繰り返し発生する地下水の流動に伴う粘土質分の洗い出し等により粘着力などの地盤強度が低下し、斜面の安定性が低下する。

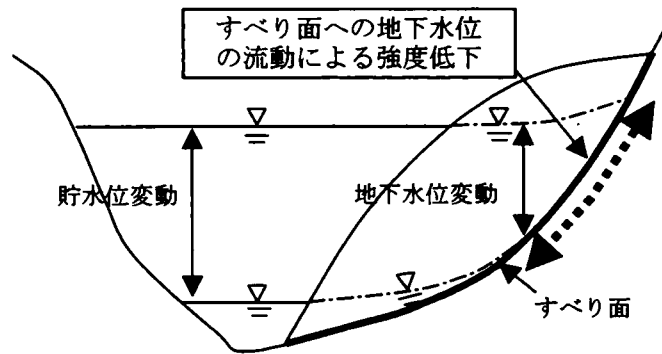
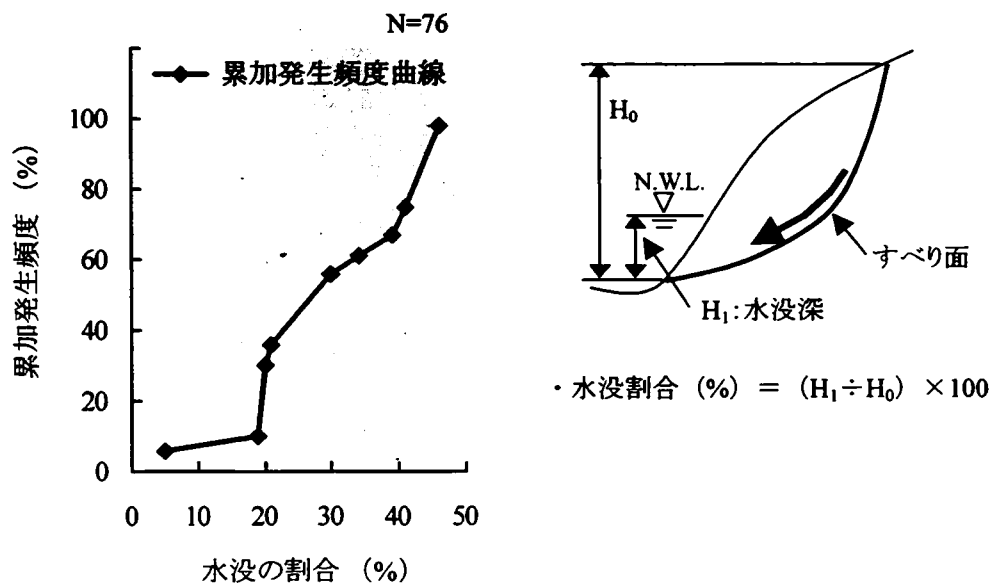


図-2.3.5 湛水・降雨に伴うすべり面の強度低下

以上の誘因により斜面の安定性は低下するが、定性的には、斜面の水没深さが大きいほど、安定性の低下度合いは大きいものと推察される。図-2.3.6 に、すべり面と貯水位との関係による地すべりの発生率の調査事例を示す。これによれば、水没の割合（水没深さのすべり面高さに対する割合）が20%程度以上を境に地すべりの発生頻度が大きくなっている。


図-2.3.6 すべり面と貯水位との関係による地すべりの発生率²⁾

(2) 水位変動が斜面に及ぼす影響に関する既往の検討

前述のように湛水に伴う地すべり発生の原因が挙げられるが、貞弘ら¹⁴⁾は、貯水池周辺地すべり14ヶ所、崩積土堆積斜面2ヶ所を対象として、水位降下に伴う間隙水圧の残留率を現場計測により求めている。ここで、水位降下時の間隙水圧の残留率は、図-2.3.7に示すように定義される²⁾。この研究によれば、図-2.3.8に示すように、貯水位降下速度0.2～1.2m/日の範囲における残留率は、最大で16%であり、一般的に用いられている値(50%)²⁾を相当下回っていると報告している。

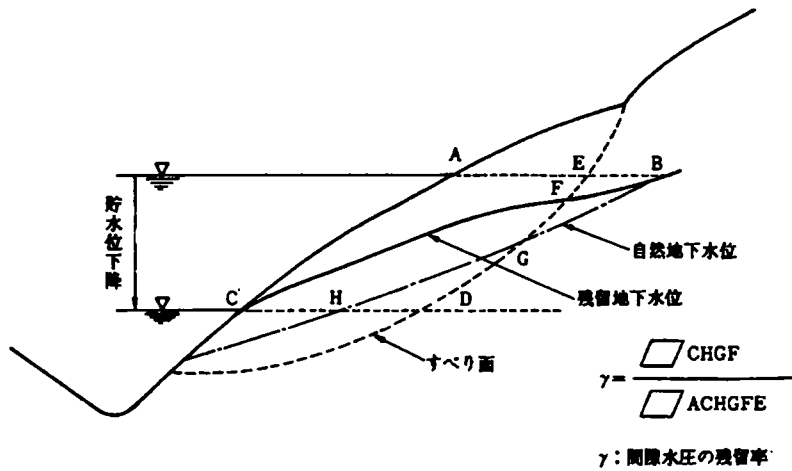


図-2.3.7 間隙水圧の残留率の求め方²⁾

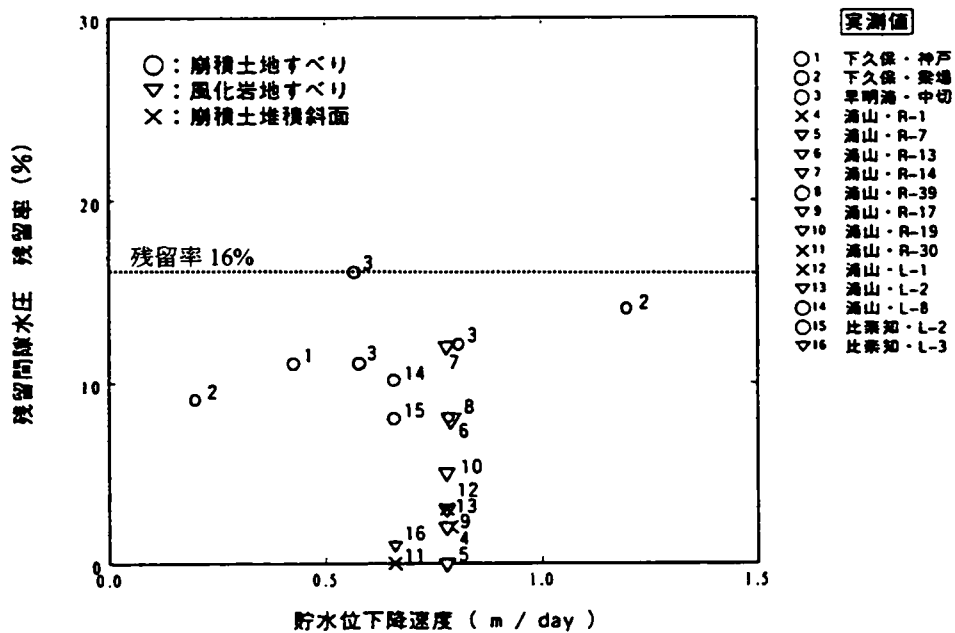


図-2.3.8 貯水位降下速度と間隙水圧の残留率の関係(文献14)に加筆)

一方、綱木¹⁵⁾は、32ヶ所の地すべり地において、観測期間で最大の貯水位降下期間中（降下速度0.13～1.26m/日）の残留率を求めた結果、26ヶ所において50%以下の残留率であり、残り6ヶ所のうち最大の残留率は92.6%であったと報告している。

以上のように、一般的な貯水位低下速度である1m/日程度以下の場合については、実測データにより検討が行われつつあるが、揚水発電所の湛水池のように大規模な水位変動が生じる場合は、地点数も少なく、測定事例もほとんどないことから、十分な検討がなされているとは言えない。

（3）潜在的な不連続面の評価

Vaiont ダムの事例に代表される大規模岩盤地すべりでは、断層や破碎帯などの不連続面が地すべりの素因となるため、性状を的確に把握することが重要となる。岩盤地すべりが発生し対策工を実施する場合、通常はまず地すべり範囲の推定、すべり面の形状の特定、すべり面の強度や作用する外力の推定を行うために、種々の調査が実施される。変状状態にもよるが、地すべり範囲は滑落崖などの地表面から掴める変状状況によりある程度推定できるが、すべり面の形状については、調査ボーリングなどの精査を行うことなしに設定できることは希である。

また、岩盤内に存在するすべり面は1～2mm程度の軟弱な薄層の場合もあり、例えば調査ボーリングを無水状態で掘削しても、メタルクラウンの回転に伴う攪乱によりすべり面を見つけることができないこともある¹⁶⁾。このため、2.2節に示したC斜面事例などのように、ボーリング孔を利用して孔内傾斜計などを設置し、その計測結果よりすべり面を判定する方法などが多く用いられている。

このように、岩盤地すべりのすべり面となる不連続面は、地すべりが顕在化した後においても発見に労力を要することからすると、地すべりが発生していない全ての湛水池斜面に対しすべり面となり得る不連続面を明らかにすることは、現実的ではない。

しかしながら、大規模な水位変動を受ける湛水池斜面では、貯水位降下時の残留間隙水圧などの影響が大きくなるため、大規模な地すべりが生じ、発電施設や第三者に甚大な被害を及ぼす可能性がある。したがって、地表面から得られる情報などを踏まえたうえで、潜在不連続面の存在に起因する地すべりの可能性やすべり発生時の影響を考慮した斜面管理手法を構築する必要がある。

（4）大規模水位変動を受ける斜面の安定管理に関する課題のまとめ

2.2 節で示したように、湛水池斜面における国内外の変状事例をみると、素因としては不連続面等の存在が、また誘因としては降雨や水位変動が、斜面の安定性に大きく影響している。

誘因の一つである水位変動が斜面安定に及ぼす影響度合いは、水没の深さや水位低下速度等に関係しており、幅・速度ともに大規模な水位変動が斜面に作用する場合、地すべりに対して大きなインパクトとなり得る。しかし、水位変動が斜面安定に及ぼす影響に関する研究事例としては、水位低下速度が 1m/日程度の範囲での計測や研究事例が主であり、最近の揚水発電所計画地点での事例にみられるような、10m/hr 程度以上に及ぶ水位低下速度の大規模な水位変動が斜面に与える影響について定量的に評価してゆく必要がある。

さらに、水位変動の影響が大きい場合には、従来にない大規模な岩盤地すべりの発生する可能性が高まると推察されるが、そのような岩盤地すべりの発生の素因となる、岩盤内部の不連続面については、地表からの情報で把握することは困難となる。そのため、特に大規模水位変動を受ける斜面については、地形や既往の変状履歴に着目した斜面安定管理の枠組みに加えて、事前の安定性評価や変状の早期発見が重要となる。大規模な水位変動を受ける斜面を対象とした安定性評価においては、存在の有無が確定できない潜在的な不連続面を評価対象とするため、不連続面が存在する可能性について適切に評価する必要がある。

また、地すべりが周辺施設等に及ぼす影響度合いに応じて、合理的な対策を選定することも必要となる。

2. 4 目標とする体系的な湛水池斜面管理

(1) 斜面安定管理手法の構成

2.3 節において、湛水池斜面安定管理の課題として、地形や変状の履歴に着目した統一的手法を開発し、斜面安定管理の合理化を図る必要性を述べるとともに、特に大規模水位変動を受ける斜面については、大規模な地すべりが生じる可能性があるため、地すべり発生の可能性や地すべりが及ぼす影響度合いに応じて、事前に対策を講じる必要性について述べた。そのため、表-2.4.1 に示すように 2 つの観点から、湛水池斜面の安定管理を行うこととした。

表-2.4.1 斜面安定管理手法の構成

	地形や変状履歴に着目した 斜面安定管理 (安定管理手法A)	大規模水位変動に着目した 斜面安定管理 (安定管理手法B)
評価概要	地形や変状履歴に着目	大規模水位変動が及ぼす影響に着目
対象斜面	すべての湛水池斜面	大規模水位変動を受ける斜面
対象変状形態	崩壊、地すべり、土石流	岩盤地すべり

1 つは、すべてのダム周辺湛水池斜面を対象とし、変状の地形的な特徴や変状履歴に着目して検討斜面を抽出して斜面管理を行うものであり、変状の形態としては、「崩壊」、「地すべり」及び「土石流」を取り扱う。この手法を以下、安定管理手法Aと称する。

他は、揚水発電所のダム湛水池のように大規模な水位変動を受ける斜面を対象とし、変状形態としては、「地すべり」のうち、現状では地すべりの兆候を示していない、すなわち、潜在化している初生すべりとしての岩盤地すべりを取り扱う。この手法を以下、安定管理手法Bと称する。

以下に、それぞれの手法の基本的な考え方とその適用法について述べる。

(2) 地形や変状履歴に着目した斜面安定管理（安定管理手法A）

これまでは事後保全的な対応が行われてきた湛水池斜面においても、管理対象斜面の増大や経年劣化の進行、第三者被害の防止や環境に対する意識の高まりなどに対応するため、

体系的な管理手法の導入により合理化を図る必要がある。

斜面管理に対する信頼性の向上についての社会的要求が高まった 1990 年代初頭には道路局手法が策定され、道路斜面を対象に運用されており、湛水池斜面の安定管理手法としては、道路局手法に見られる地形や既往の変状履歴に着目した斜面の抽出法を参考にした上で、以下の条件を満足する実用的な手法を開発する。

- a) 崩壊、地すべり、土石流の変状形態に対応できる。
- b) 地形、地質、変状履歴などの要因からの評価がバラつくことなく行える。
- c) 変状の進行性について評価できる。
- d) 湛水の影響や発電施設等への影響など水力発電所の特性を評価できる。
- e) 斜面の健全度のランク区分に応じて適切な対策方針が得られる。

本研究テーマの内容については、第3章で詳述する。

(3) 大規模水位変動に着目した斜面安定管理（安定管理手法B）

近年計画されている揚水発電用ダムのように、幅・速度ともに我が国最大規模の水位変動が斜面に作用する場合、地すべりに対して大きな影響を与えると推察されるため、地すべりの可能性を事前に評価しておくことが重要となる。そのためには、(2)で述べた地形や変状履歴に着目した斜面安定管理の枠組みに加えて、事前の斜面安定管理手法が新たに必要となる。

大規模水位変動に着目した斜面安定管理においては、以下に示すような考え方に立脚して手法を開発する。

- a) 潜在的な不連続面に起因する岩盤地すべりに対応できる。
- b) 管理対象斜面の抽出に際しては、地質構造、地形的な特徴、水位変動に着目する。
- c) すべりが生じたときの発電施設等への被害を評価できる。
- d) 斜面の健全度に応じた対応策が選定する。

上記の条件を踏まえた斜面安定管理手法Bの研究内容については第5章に詳述するが、これに先立ち、本手法の構築に必要な解析的評価については、第4章で詳述する。なお、第4章での主要な検討事項は、以下の通りである。

- a) 大規模水位変動および降雨が岩盤地すべりの安定性に及ぼす影響ならびにそれらの相対比較
- b) 潜在的な不連続面に起因して生じる岩盤地すべり形状の抽出法

(4) 斜面安定管理手法の適用

計画・設計・施工段階から維持管理段階に至る斜面管理の体系的な運用を目指して、表-2.4.2 に示すように安定管理手法AとBを適用する。

表-2.4.2 目標とする体系的な斜面管理

	一般水力発電所	揚水発電所
計画・設計・施工段階	安定管理手法A	安定管理手法A 安定管理手法B
維持・管理段階	安定管理手法A（定期的な再評価）	

ここで、一般水力発電所用のダム周辺湛水池斜面では、水位変動が比較的少なく、水位変動が斜面の安定性に及ぼす影響は揚水発電所の湛水池斜面よりも相対的に小さいと推察されるため、計画・設計・施工段階から維持管理段階に至る斜面管理は、安定管理手法Aを用いて行う。

一方、揚水発電所用のダム周辺湛水池斜面では、計画・設計・施工段階から維持管理段階まで安定管理手法Aを用いた斜面管理を行うとともに、計画・設計・施工段階では、水位変動が斜面の安定性に及ぼす影響の重大性を考慮して、潜在不連続面による地すべり発生を予防するため、安定管理手法Bによる評価も行う。安定管理手法Bにより不安定と評価された斜面は、事前に必要な対策を講じた後、維持管理段階では、安定管理手法Aで継続的に管理を行う。これらの手法の具体的な適用法については、第7章で詳述する。

第2章 参考文献

- 1) 地盤工学会：地盤工学ハンドブック，地盤工学会，pp.1324-1363，1999.
- 2) 建設省河川局監修，国土開発技術研究センター編集：貯水池周辺の地すべり調査と対策，山海堂，1995
- 3) 菊池宏吉：地質工学概論，土木工学社，pp.224-26，1990.
- 4) ロバート B. ヤンセン（君島博次 訳）：ダムと公共の安全－世界の重大事故事例と教訓－，東海大学出版会，pp.192-207，1983.
- 5) 畠山正：悲劇のダム「バイオント」，電力土木，No.71，pp.44-7，1964.
- 6) 山口甚郎：バイオントダムの事故，電力土木，No.72，pp.14，1964.
- 7) Robert L.Schuster and Glien F.Embree：Landslides caused by rapid draining of reservoir,IDAFO, Proc. of Annual Engineering Geology and Solis Engineering Symp .18th, 1980.
- 8) 中村幾雄，大西有三：水力発電施設周辺における斜面安定管理手法の開発，土木学会論文集投稿中.
- 9) 中村幾雄，大西有三，大津宏康：ダム湛水池斜面における岩盤地すべり発生機構に関する研究，土木学会論文集投稿中.
- 10) 齊藤迪孝：実証土質工学，技報堂出版，pp.144-160，1992.
- 11) 建設省道路局：防災点検ガイドブック（案），旧建設省道路局，1990.
- 12) 道路保全技術センター編集，建設省道路局監修：平成8年度道路防災総点検要領（豪雨・豪雪等），（財）道路保全技術センター，1996.
- 13) 野池悦雄：斜面の安定確保のための調査・設計と施工，大ダム,No.159，pp.24，1997.
- 14) 貞弘文佳，平野勇，阪元恵一郎，小池純子：ダム貯水池周辺地すべりの貯水位変動による残留間隙水圧の実態，ダム工学,Vol.10, No.2，2000.
- 15) 綱木亮介：貯水池周辺の地すべり地における残留間隙水圧の実態と解析事例，ダム工学, Vol.10, No.1，2000.
- 16) 玉田文吾，福田順二：地すべりと地下水位変動について，平成14年度日本地すべり学会九州支部学術講演会講演論文集，pp.1-11，2002.

第3章 地形や変状履歴に着目した斜面安定管理手法の開発

3. 1 概説

本章では、第2章で述べた湛水池斜面の安定管理手法に関する課題の一つである、地形や変状履歴に着目した斜面安定管理手法（以下、安定管理手法Aと称する）を提案し、幾つかの事例への適用を通して、手法の妥当性と合理性について論じる。本手法は、湛水池斜面において、変状の兆候を示す地形や変状履歴に着目して検討斜面を抽出したうえで斜面管理を行うものであり、これにより湛水池斜面のさまざまな変状形態に適用することを目的に開発したものである。

第2節において新しい安定管理手法Aの概念を示す。

第3節では、新しい手法を開発するために参考とした建設省道路局の評価手法（道路局手法）¹⁾の内容と、湛水池斜面としての特性を考慮するために追加・変更した評価項目ならびに健全度の評価ランクに基づく対策について述べる。

第4節では、新しく開発した手法と同時期に発表された他の手法について、評価の内容や実斜面を対象とした評価結果の比較を行い、そして、新しい手法の妥当性を検証する。

第5節では本手法を既設50ヶ所の湛水池の周辺斜面に適用し、新しい手法の有用性を評価する。

第6節では、湛水池斜面において変状を示した2ヶ所の岩盤地すべり事例を対象に、不連続面をモデル化して浸透流解析と安定解析を実施し、今回設定した岩盤地すべりモデルの妥当性を検証する。そして、岩盤地すべり事例の誘因について検討する。

3. 2 安定管理手法Aの概念

ダムなどの構造物と同様に、湛水池斜面の安定管理においても管理対象斜面の増大や経年劣化の進行、第三者被害の防止や環境に対する意識の高まりなどに対応するため、湛水池でのさまざまな変状に対応した定量的評価方法及び、その評価結果による対策方針が求まる手法の開発が必要である。そのため、新しい安定管理手法Aの開発に際しては、第2章で述べたように地形や変状履歴に着目し、以下の条件を満足する実用的な手法を目標とした。

- a) 崩壊、地すべり、土石流の変状形態に対応できる。
- b) 地形、地質、変状履歴などの要因からの評価がバラつくことなく行える。
- c) 変状の進行性について評価できる。
- d) 湛水の影響や発電施設等への影響など水力発電所の特性を評価できる。
- e) 健全度のランク区分けに応じて適切な対策方針が得られる。

このような基本概念のもとに、地形や変状履歴に着目した斜面安定管理手法（安定管理手法A）を開発することとし、次節以降で具体的な内容と適用例などについて述べる。

今回作成した安定管理手法Aについて、基本的な概念と概要を図-3.2.1に示す。

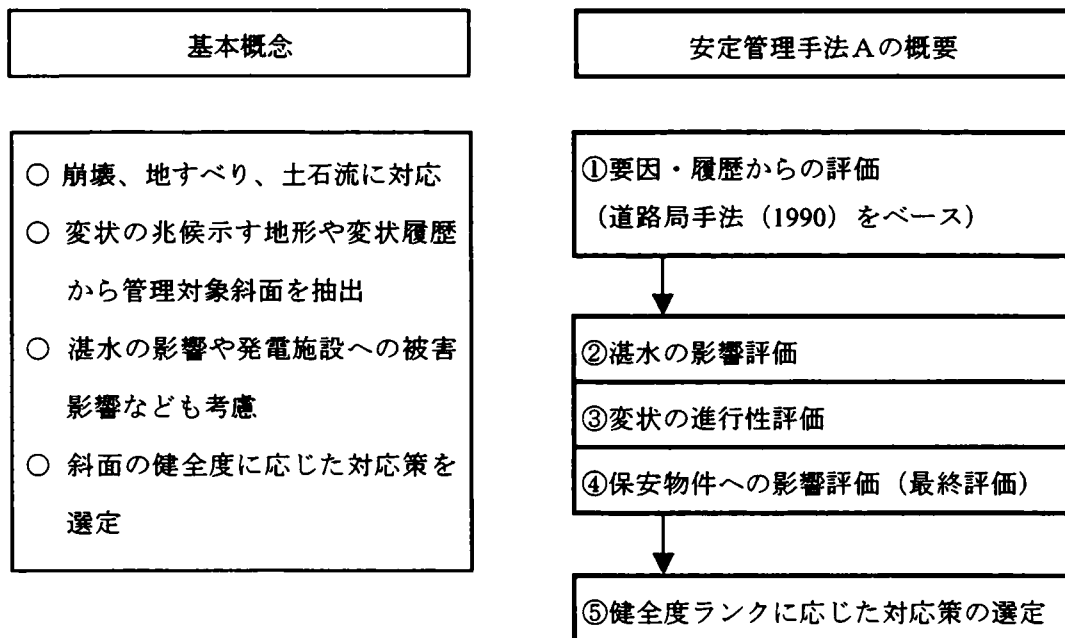


図-3.2.1 安定管理手法Aの基本的な概念と概要

3. 3 安定管理手法Aの開発²⁾

3. 3. 1 既往の斜面安定管理手法

安定管理手法Aは、地形、地質、変状履歴などに着目し、第三者被害や発電支障につながる恐れのある斜面変状箇所を抽出して、健全度の評価を行い、評価ランクに基づいて対応方針の選定を行う手法である。変状形態としては、崩壊、地すべり、土石流を対象とする。

手法の開発に際しては、まず、検討開始当時、公表されていた公的機関の評価手法を参考とすることとし、道路、鉄道、河川、治山の公的機関が策定した調査～評価の管理マニュアル類を収集した。

つぎに、「崩壊」、「地すべり」、「土石流」の変状形態毎に対応できる手法の選定として、前節での5つの条件のうち、対象を特定しない基本的な項目、a), b) について、各所で手法の評価項目の比較分析を行った。その結果を表-3.3.1～表-3.3.3に示す。公的機関での管理マニュアル類の比較結果より以下のことが示される。

表-3.3.1 評価方法の比較（崩壊）（文献1), 3), 4), 5), 6), 7)を整理)

機関		道路公団 ³⁾	国鉄 ^{④)}	建設省 ^{①^{5), 6)}} (土木研究所)	建設省 ^{②^{6), 7)}} (砂防部)	建設省 ^{③¹⁾} (道路局)
評価項目	縦横断形	○	-	-	-	○
	勾配、高さ	○	○	○	○	○
	オーバーハング	-	-	○	○	○
地質 他	風化土	○	○	-	○	○
	土質	-	○	-	○	○
	表層土厚さ	-	○	○	○	○
	特殊条件の考慮	○	○	-	○	○
地形 他	集水地形、背後地形	○	○	-	-	○
	背後の土地利用	○	-	-	-	-
	湧水の有無	○	○	○	○	○
その他	法面保護	○	○	○	○	○
	排水工	○	○	○	○	-
	崩壊履歴	-	-	○	-	○
	適用対象	高速道路	鉄道施設	家屋等	家屋等	道路施設
策定年度		S55	S49	S54	S55	H2

○：評価対象、-：評価対象外

表-3.3.2 評価方法の比較（地すべり）（文献1), 8), 9)を整理）

機関		建設省④ ⁸⁾ (寒河江ダム)	農水省② ⁹⁾ (北陸農政局)	建設省③ ¹⁾ (道路局)
評価項目				
地形	地すべり地形、等高線の乱れ	○	-	○
	斜面の傾斜・長さ	-	○	-
地質	断層・破碎帯	○	-	○
	貫入岩	○	-	○
	岩相	-	○	○
	地質構造	○	○	○
	風化層の厚さ	○	○	-
	湧水	○	○	○
	地すべり履歴	○	○	○
その他	地すべり徴候	○	-	○
	湛水影響	○	-	-
	社会的重要度	○	○	○
	対策工の効果	-	-	○
備考	適用対象	ダム施設	ダム施設	道路施設
	策定年度	S57	S56	H2

○：評価対象、-：評価対象外

表-3.3.3 評価方法の比較（土石流）（文献1), 10), 11), 12), 13)を整理）

機関		建設省⑤ ¹⁰⁾ (砂防課)	国鉄② ¹¹⁾	農水省② ¹²⁾ (林野庁)	京大 ¹³⁾	建設省③ ¹⁾ (道路局)
評価項目						
溪床勾配		◎	◎	◎	◎	◎
流域面積		◎	○	-	◎	◎
流路幅		-	-	-	○	-
堆積物厚さ		◎	◎	△	◎	◎
転石混入、流出延長		-	-	◎	-	-
地質条件		○	○	△	-	○
湧水有無		○	◎	-	-	○
斜面崩壊		○	◎	◎	-	○
地すべり		○	○	◎	-	○
積雪条件		○	-	-	-	○
降雨量		-	-	-	◎	-
地被条件・山復勾配		○	○	△	-	○
対策工		○	○	△	-	○
災害履歴		○	○	△	-	◎
適用対象		家屋等	鉄道施設	家屋等	-	道路施設
策定年度		S53	S49	S58	S53	H2

◎：主要項目、○：普通項目、△：補助項目、-：評価対象外

- ① 崩壊に対応する5つの手法のうち、日本道路公団での手法（道路公団）³⁾、日本国有鉄道での手法（国鉄①）⁴⁾は、切土斜面を対象とした評価法で、建設省土木研究所での手法（建設省①）^{5),6)}、建設省砂防部での手法（建設省②）^{6),7)}及び建設省道路局での手法（建設省③）¹⁾（以下、道路局手法）は、自然地山（切土斜面を含む）を対象としている（表-3.3.1）。湛水池斜面は一般に自然斜面であるため、建設省での3手法が有効であると考えられるが、このうち、最も新しく作成され、より多くの事例を考慮し評価項目（要因）が充実している、道路局手法が参考になると判断した。
- ② 地すべりに対応する3つの手法のうち、建設省東北地方建設局での手法（建設省④）⁸⁾と農林水産省北陸農政局での手法（農水省①）⁹⁾は、その存在が確認されている地すべり地周辺の調査を行うため作成された評価法である（表-3.3.2）。道路局手法（建設省③）は、さまざまな地形・地質状況下におかれた地点（全国に分布する高速道路や一般国道）周辺の地山の危険度評価を目的に作成されたもので、道路局手法が適していると判断した。
- ③ 土石流に対応する5つの手法である、建設省砂防課での手法（建設省⑤）¹⁰⁾、日本国有鉄道での手法（国鉄②）¹¹⁾、農林水産省林野庁での手法（農水省②）¹²⁾、京都大学での手法（京大）¹³⁾及び道路局手法（建設省③）は、共通して「発生源に関する評価」と「被災対象に関する評価」を主な評価項目としている。一方、土石流の特徴である「再来性（災害履歴）」については、道路局手法が重要な評価項目としており（表-3.3.3）、道路局手法を参考にすることとした。

以上より、道路局手法は、比較した各公的機関の評価手法の中で最も新しいこと、全国に分布する高速道路、一般国道を対象としていることより、様々な地形・地質を考慮しており評価項目（要因）が充実している。また、各評価項目を採点により定量的に評価した上で、重要度を加味したランク区分けにより安定性を評価している手法であり、道路局手法を、前節に示した安定管理手法の開発に際する目標である、a)、b)に対応する手法として選択する（図-3.3.1での破線内が地すべりの場合に、目標のb)に該当する部分）。

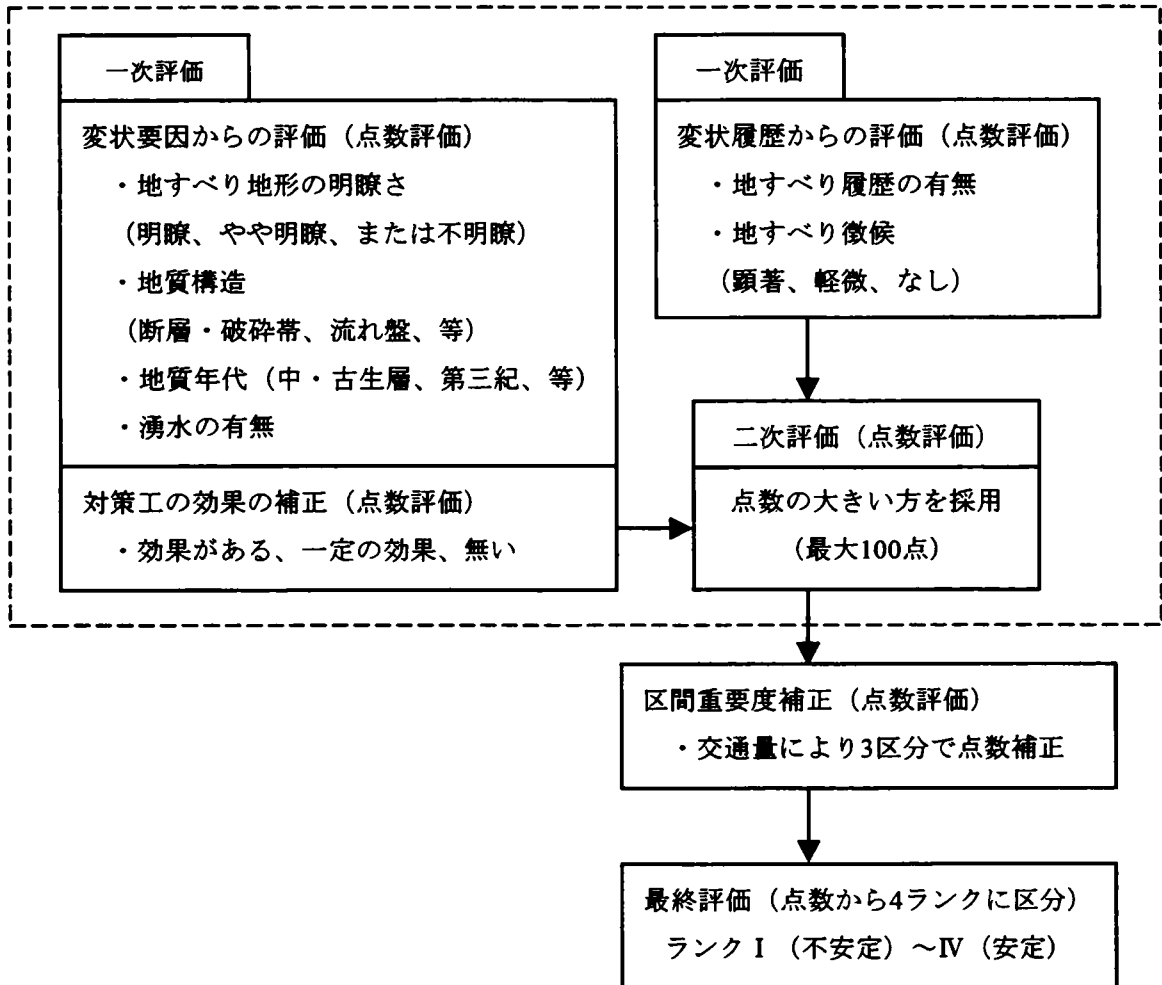


図-3.3.1 要因・履歴からの評価（道路局手法で地すべりの場合）（文献1）を整理

なお、前節に示した安定管理手法の開発に際する目標である、c)、d)、e)については道路局手法を基に評価することとし、これらの点を追加・変更することとした。

3. 3. 2 安定管理手法Aの概要

(1) 手法の概要

安定管理手法Aは「健全度評価」と「評価結果に基づく対応方針」の2つから構成される。

健全度評価手法の作成にあたり、道路局手法をベースにしたが、道路局手法ではその目的から対象としていない湛水池の影響を加えるとともに、施設対象を道路から発電施設に

変更している。また、変状の進行性について評価指標を追加した。健全度の評価結果に基づく対応方針は、これまで経験的に蓄積された対応状況を参考に設定した。

健全度評価では、まず、地形図、地質図、空中写真などの資料収集を行い、机上調査にて対象斜面の抽出を行う。つぎに現地踏査を行い、その結果を基に斜面の健全度ランクによる評価を行う。

さらに、健全度ランクに応じて設定された対応方策に基づいて管理・対策を行う。

(2) 健全度評価手法

健全度評価手法のフローの一例を図-3.3.2に示す。評価は、箇所別記録表(表-3.3.4)と健全度評価表(表-3.3.5～表-3.3.7)からなる斜面カルテにより行う。なお、表-3.3.5～表-3.3.7における破線内は、今回、湛水池斜面としての特性を考慮するために追加・変更した評価項目を示す。

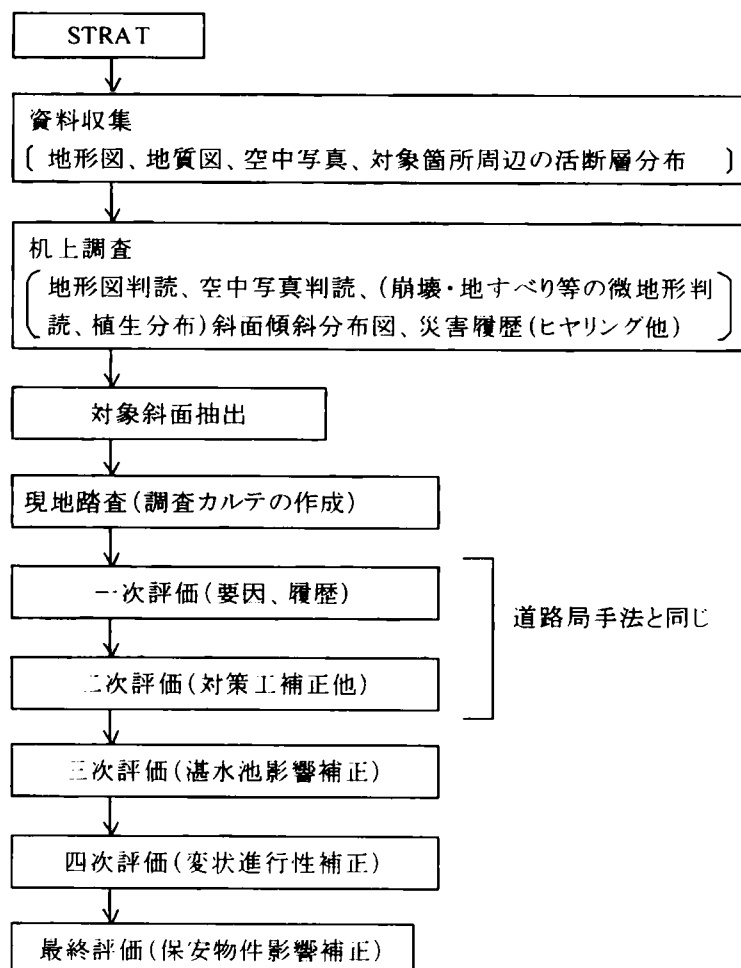


図-3.3.2 健全度評価手法のフロー(崩壊、地すべりの例)

表-3.3.4 箇所別記録表の例



箇所別記録表				⑥斜面	
ダム名(電力施設名)		整理番号: C-7		調査種別: 地すべり	
調査結果: III					
所在地		管轄支店・電力所		計測箇所	
-		-		-	
現況写真		湛水池右岸			
					
位置図 (縮尺 = 1/25,000)					
位置目印					
特記事項		斜面調査箇所と対策他			
①地すべり地 比較的急勾配な直線性斜面である。 等高線の乱れ、滑落崖などの地すべりを示す地形が認められる。		・対策工事状況(昭和54～55年) 斜面上部排土工事(6万m ³) 水抜きボーリング工事(18孔)他			
②地質状況 斜面全体を薄い崖錐堆積物が覆っている。風化した頁岩が分布し、層理面の方向は斜面に対して流れ盤となる。					
③計測体制 測量(地山変位、亀裂変異)、傾斜計観測、伸縮計観測、地下水位測定、雨量他					
④計測状況(前回調査から今回調査の間での状況) ・最大日降雨: 385mm/日、最大一雨降雨: 542mm(排土後の最大: 385mm/日、595mm) ・地山変位: 0.9mm/月(排土後の最大: 1.6mm/日)					

表-3.3.5 健全度評価表（崩壊）

(健全度一次評価-要因からの評価)

項目	要因	評価区分	配点	小計	小計
現象 や 前兆	開口亀裂の規模	大	100		
		小	10		
	小崩壊や落石の有無	無し	0		
		有り	5		
地質 及び 地質 構造	規模的で間隔が1m以上	硬い岩	20		
		軟らかい岩	15		
	規模的で間隔が1m未満	硬い岩	15		
		軟らかい岩	10		
	不規則	硬い岩	10		
		軟らかい岩	5		
	なし	硬い岩	0		
		軟らかい岩	0		
地形 地質 の 組合 せ	岩層の組み合わせ	上部硬質、下部軟弱	10		
		上部軟弱、下部硬質	6		
		全体が硬質	3		
		全体が軟弱	0		
	崖面と不連続面との間の摩擦係数	流れ盤で崖面・不連続面ともに45度以上	20		
		流れ盤で崖面が45度以上、不連続面が45度以下	12		
		流れ盤で崖面・不連続面ともに45度未満	6		
		流れ盤で不連続面が崖面より急、または受け盤	0		
地 形 形	勾配(H)	オーバーハング	10		
		70度以上	3		
		70度未満	0		
	高さ(H)	H≥50m	7		
		50m>H≥30m	3		
		30m>H≥15m	2		
		15m>H	0		
	斜面型	崖面影響斜面	5		
		尾根型斜面	4		
		尾根型と谷型の中間型斜面	0		
遷移線	谷型斜面	2			
	明瞭	10			
地 下 及 降 水 び 水	遷移線	どちらともいえない	5		
		不明瞭	0		
		長期継続的又は常時湧水	5		
		短期継続的又は降雨後湧水	3		
凍結融解による湧水	凍結融解による湧水が深い	0			
	凍結融解による湧水が浅い	0			
合計得点(A)					

(対策工の効果補正)

既設対策工 効果程度	点数 (α)	評価
十分効果あり	-99	α
万全でない	-20	
一部効果あり	-10	
対策工なし	±0	

(健全度二次評価) B=A+α

要因からの
評価 (B)

(漏水の影響度補正)
(C)=B+β

ダム漏水の影響度	補正項目(β)	点数	評価
斜面下部が漏水位内に位置する		5	
斜面下部が漏水位近く			
水位昇降に影響される		3	
斜面が漏水位より離れ、水位昇降の影響がない		0	

(健全度三次評価)
合計得点 Cによるランク区分

(C)	ランクI (C≤0)	ランクII (0<C<30)	ランクIII (30≤C<70)	ランクIV (70≤C)	(E)

(健全度四次評価)

斜面の健全度		判定ランク
健全な斜面	S	(F)
やや健全な斜面	N	
不安定な斜面	D	

S:(F)は(E)からランク安全側に上げる。
N:(F)は(E)と同等とする。
D:(F)は(E)からランク危険側に下げる。

(保安物件への影響補正)

保安物件	補正内容	判定	最終評価ランク
① へ の 電 影 施 設	規模が大きく、発電施設からの距離が近いもの：保安物件の被害が大きいと見込まれるもの。	L	
	規模は大きいですが、発電施設からの距離が遠いもの、または、規模が小さいが、施設からの距離が近いもの：保安物件の被害が小さいと見込まれるもの。	M	
	規模が小さく、発電施設からの距離も遠いもの：保安物件の被害が全くないと見込まれるもの。	S	
② へ の 影 響 施 設	人跡に接する施設に被害が及ぶと見込まれるもの。	L	
	上記以外の施設に被害が及ぶと見込まれるもの。	M	
	山林等重要な施設に被害が及ぶと見込まれるもの。	S	

L：健全度ランクは変えない。
M：健全度ランクを健全側にランクアップする。(例はIIIをIIにする)
S：健全度Iとする。

表-3.3.6 健全度評価表（地すべり）

(健全度一次評価—要因からの評価)

項目	評価区分	配点	小計	
地すべり地形	清落崖・丘状地帯・緩傾斜地、等高線の乱れ、河川等への押し出し等の地すべり地形が認められる	明瞭 40 やや明瞭 20 不明瞭 7		
	地質構造等	断層および破砕帯	18	
		火山変質帯、温泉余土	18	
流れ盤		14		
受け盤		7		
塊状(貫入構造、キャップロック構造)		3		
その他		0		
年代・岩質	中〜古生層(結晶片岩や堆積岩)	7		
	第三紀層(堆積岩)	7		
	第四紀層(堆積岩)	3		
	その他(火山岩、火成岩等)	0		
湧水	あり	10		
	なし	0		
合計得点(A)				

ダム名

地すべり地番号

(対策工の効果補正) $B = A + \alpha$

既設対策工	効果程度	点数(α)	評価
十分効果あり	-75		
万全ではない	-20		
一部効果あり	-10		
対策工なし	± 0		
得点(B)			

(健全度一次評価—履歴からの評価)

項目	評価区分	配点	小計
地すべり履歴	過去の災害、地すべりの記録や確かな伝承等の有無(対策工が実施され、その後地すべりの発生がなければ、「なし」とする)	あり 100 なし 0	
地すべり兆候	斜面の亀裂、隆起や陥没、斜面安定工の異常、変状、路面の隆起、亀裂等の兆候(兆候発生後、対策が実施されたものは「兆候なし」とする)	顕著な兆候 100 軽微な兆候 75 兆候なし 0	
合計得点(C)			

(健全度二次評価)

要因からの評価(B)	履歴からの評価(C)	(B)と(C)のうち大きい方(D)

(健全度三次評価)

合計得点	Eによるランク区分
(E)	ランクⅠ ($E < 40$)
	ランクⅡ ($40 \leq E < 60$)
	ランクⅢ ($60 \leq E < 80$)
	ランクⅣ ($80 \leq E$)

(健全度四次評価)

斜面の健全度	判定	ランク
健全な斜面	S	(F)
やや健全な斜面	N	
不安定な斜面	D	

S : (F)は(E)から1ランク安全側に上げる。
N : (F)は(E)と同じとする。
D : (F)は(E)から1ランク危険側に下げる。

(湧水の影響度補正) $(E) = (D) + \beta$

ダム漏水の影響度	補正項目	点数(β)	評価
地すべりの型	粘質土地すべり	5	
	崩壊土地すべり	4	
	風化岩地すべり	2	
	岩盤地すべり	0	
位置関係	斜面下部が湛水位内に位置する	5	
	斜面下部が湛水池に近く、水位昇降に影響される	3	
	斜面が湛水池より離れ、水位昇降の影響がない	0	
合計(E)			

(保安物件への影響補正)

保安物件	補正内容	判定	最終評価ランク
① 発電施設	規模が大きく、発電施設からの距離が近いもの：保安物件の被害が大きいと見込まれるもの。	L	
	規模は大きい、発電施設からの距離が遠いもの、または、規模は小さいが、施設からの距離が近いもの：保安物件の被害が小さいと見込まれるもの。	M	
	規模が小さく、発電施設からの距離も遠いもの：保安物件の被害が全くないと見込まれるもの。	S	
② 第三者施設	人命に関わる施設に被害が及ぶと見込まれるもの。	L	
	上記以外の施設に被害が及ぶと見込まれるもの。	M	
	山林等重要度の低い物件に被害が及ぶと見込まれるもの。	S	

L : 健全度ランクは変えない。
M : 健全度ランクを健全側に1ランクあげる。(例えばⅢをⅡにする)
S : 健全度Ⅰとする。

表-3.3.7 健全度評価表（土石流）

(健全度一次評価-要因からの評価)

項目	評価区分	配点	小計
溪床堆積物の規模	溪床勾配10度以上での各断面の堆積	2m以上もしくは多い	10
	土砂の最大深度及び土砂量の平均量	0.3~2m未満もしくは中	6
		0.3m未満もしくは小	2
最急溪床勾配	15度以上		8
	10度以上15度未満		4
	10度未満		0
発生流域面積	5ha以上		5
	5ha未満		3
表土層	表土層が特に発達している地帯		1
	崩積土層の地帯		2
	風化岩地帯		3
地質条件	火山岩層地帯、火砕流堆積地帯		3
	火山灰地帯		2
	破砕帯		3
	第三紀層、第四紀層		1
	その他の地層、岩		0
常時湧水箇所	あり		2
	なし		0
比較的大きい崩壊履歴	あり		2
	なし		0
新しい亀裂や滑移崖	あり		5
	なし		0
積雪地帯	積雪地帯		1
	その他		0
地被条件	裸地、禿露地、伐採跡地の面積が流域面積の10%以上		3
	裸地、禿露地、伐採跡地の面積が流域面積の10%以下		0
山腹勾配	流域内の最高点と谷の起点を結ぶ線の角度が45度以上		2
	流域内の最高点と谷の起点を結ぶ線の角度が45度未満		0
合計得点(A)			

(渓流部の対策工の結果補正)

		一次評価の合計点(A)				補正結果得点(B)
		>25	25~20	20~15	15>	
既設対策工の効果の程度	低い	L	90	70	50	15
	普通	M	70	50	30	10
	高い	H	50	30	10	0
	十分	U				0
判定						

ダム名
土石流地帯番号

(健全度一次評価-災害履歴)

項目	点数(a)	評価
直近の対策後に支障あり	90	
直近の対策後に支障なし	0	

(健全度二次評価)

履歴からの評価(C)	
要因からの評価(B)	
(B)と(C)のうち大きい方(D)	

(健全度三次評価)

合計得点(D)	Dによるランク区分
	ランクⅠ(D<40)
	ランクⅡ(40≤D<60)
	ランクⅢ(60≤D<80)
	ランクⅣ(80≤D)

(保安物件への影響補正)

保安物件	補正内容	判定	最終評価ランク
① へ発 の電 影 施設	規模が大きく、発電施設からの距離が近いもの：保安物件の被害が大きいと見込まれるもの。	L	
	規模は大きい、発電施設からの距離が遠いもの、または、規模は小さいが、施設からの距離が近いもの：保安物件の被害が小さいと見込まれるもの。	M	
	規模が小さく、発電施設からの距離も遠いもの：保安物件の被害が全くと見込まれるもの。	S	
② へ第 三 影 響 施設	人命に関わる施設に被害が及ぶと見込まれるもの。	L	
	上記以外の施設に被害が及ぶと見込まれるもの。	M	
	山林等重要度の低い物件に被害が及ぶと見込まれるもの。	S	

L：健全度ランクは変えない。

M：健全度ランクを健全側に1ランクあげる。(例えばⅢをⅡにする)

S：健全度Ⅰとする。

箇所別記録表には、調査時の状況、状況写真、図面、調査者の所見、変状履歴の情報などを記録する。

健全度評価は、まず、道路局手法を取り入れた地山の不安定要因の評価と災害履歴による一次評価及びその比較による二次評価を行う。これに三次評価として湛水池の影響の補正を行い、合計点を算出し、4段階のランクで評価する。つぎに一次評価及び二次評価とは別の観点から、変状の進行性の有無によるランク補正（四次評価）と保安物件への影響度によるランク補正（最終評価）を行い、地山の健全度をランクⅠ（安全側）～Ⅳ（危険側）で評価する（道路局手法での最終評価はランクⅣ（安全側）～Ⅰ（危険側））。このように、一次評価などにおける点数評価を、ランク評価に切り替えるのは、斜面管理上の実用的な利便性を考慮したためで、評価結果を、3.3.2（3）で述べる「評価結果に基づく対応方針」へつなげる。

この健全度評価は定期的に実施し、評価過程は健全度評価表に記録して情報の蓄積を図る。

なお、地すべりについての健全度評価例を表-3.3.8に示す。表中の破線内は湛水池斜面としての特性を考慮するために追加・変更した評価項目を示す。

表-3.3.8 地すべりでの健全度評価表の例（表-3.5.2 での⑥斜面）

(健全度一次評価-要因からの評価)

項目	評価区分	配点	小計
地すべり地形	滑降崖・丘状地帯・緩傾斜地、等高線の乱れ、河川等への押し出し等の地すべり地形が認められる	明瞭 40	40
		やや明瞭 20	
		不明瞭 7	
地質等	断層および破砕帯	18	14
	火山変質帯、温泉余土	18	
	流れ盤	14	
	受け盤	7	
	塊状(貫入構造、キャップブロック構造)	3	
	その他	0	
年代・岩質	中〜古生層(結晶片岩や堆積岩)	7	7
	第三紀層(堆積岩)	7	
	第四紀層(堆積岩)	3	
	その他(火山岩、火成岩等)	0	
湧水	あり	10	0
	なし	0	
合計得点(A)			61

発電所・ダム名
地すべり地番号
⑥斜面

(対策工の効果補正) $B=A+\alpha$		
既設対策工	効果程度	点数(α)
十分効果あり		-75
万全ではない		-20
一部効果あり		-10
対策工なし		±0
得点(B)		41

(健全度一次評価-履歴からの評価)

項目	評価区分	配点	小計
地すべり履歴	過去の災害、地すべりの記録や確かな伝承等の有無(対策工が実施され、その後地すべりの発生がなければ、「なし」とする)	あり 100 なし 0	0
地すべり兆候	斜面の亀裂、隆起や陥没、斜面安定工の異常、変状、路面の隆起、亀裂等の兆候(兆候発生後、対策が実施されたものは「兆候なし」とする)	顕著な兆候 100 軽微な兆候 75 兆候なし 0	75
合計得点(C)			75

(健全度二次評価)

要因からの評価(B)	41
履歴からの評価(C)	75
(B)と(C)のうち大きい方(D)	75

(健全度三次評価)

合計得点	Eによるランク区分	
(E)	ランクⅠ($E<40$)	IV
82	ランクⅡ($40 \leq E < 60$)	
	ランクⅢ($60 \leq E < 80$)	
	ランクⅣ($80 \leq E$)	

(漏水の影響度補正) $(E)=(D)+\beta$

ダム漏水の影響度	補正項目	点数(β)	評価
地すべりの型	粘質土地すべり	5	2
	崩壊土地すべり	4	
	風化岩地すべり	2	
	岩盤地すべり	0	
位置関係	斜面下部が湛水位内に位置する	5	5
	斜面下部が湛水池に近く、水位昇降に影響される	3	
	斜面が湛水池より離れ、水位昇降の影響がない	0	
合計(E)			82

(健全度四次評価)

斜面の健全度	判定	ランク
健全な斜面	S	(F)
やや健全な斜面	N	
不安定な斜面	D	

S : (F)は(E)の健全度を1ランクあげる。(例えばⅢをⅡにする)

N : (F)は(E)と同じとする。

D : (F)は(E)の健全度を1ランクさげる。(例えばⅢをⅣにする)

(保安物件への影響補正)

保安物件	補正内容	判定	最終評価ランク
① へ発 の電 影 施設	規模が大きく、発電施設からの距離が近いもの：保安物件の被害が大きいと見込まれるもの。	L	M
	規模は大きい、発電施設からの距離が遠いもの、または、規模は小さいが、施設からの距離が近いもの：保安物件の被害が小さいと見込まれるもの。	M	
	規模が小さく、発電施設からの距離も遠いもの：保安物件の被害が全くないと見込まれるもの。	S	
② へ第 三 影響 施設	人命に関わる施設に被害が及ぶと見込まれるもの。	L	Ⅲ
	上記以外の施設に被害が及ぶと見込まれるもの。	M	
	山林等重要度の低い物件に被害が及ぶと見込まれるもの。	S	

L : 健全度ランクは変えない。

M : 健全度ランクを健全側に1ランクあげる。(例えばⅢをⅡにする)

S : 健全度Ⅰとする。

健全度評価の詳細はつぎのとおりである。

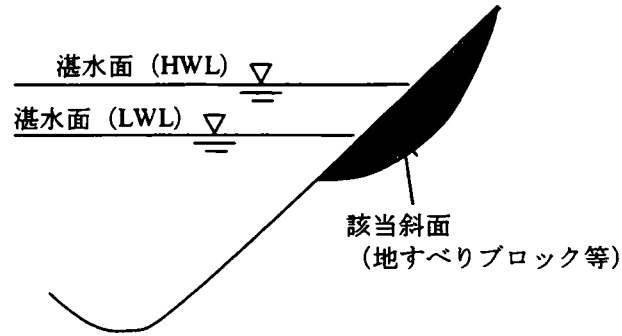
① 一次評価及び二次評価（道路局手法と同じ）

まず一次評価として、地形、地質、斜面勾配・高さ等の要因からの評価と、履歴からの評価を行い、それぞれを点数で表す。つぎに要因からの評価について過去の対策工の効果補正を行い、点数の大きい方（最高点は100点）を当該斜面の二次評価とする。

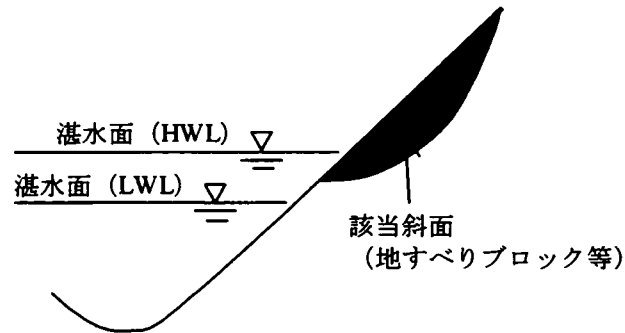
② 三次評価

三次評価は、湛水の影響を判定し、斜面が湛水位の変動によって影響を受けるか否かにより二次評価点の補正を行うものである。

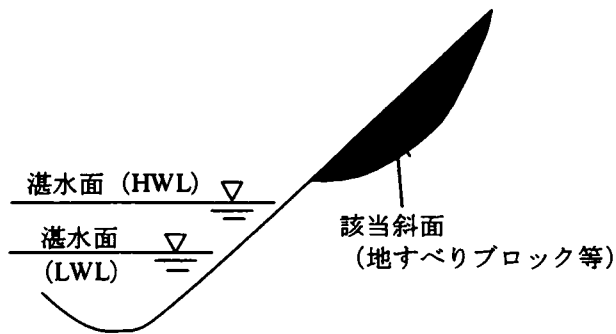
湛水位の変動により、変状箇所の水没や、逆に離水が起こる。これによって地下水位の上昇、浮力の発生、残留間隙水圧の発生等が生じることにより、斜面が不安定化することがある。そこで、崩壊と地すべりについては、図-3.3.3 に示す斜面と湛水面との位置関係より、3つのケースに分け二次評価点に加算する。評価点は二次評価の最高点100点に対し、湛水による影響度の大きいものより、+5、+3、0を加算する（表-3.3.9）。また、地すべりについては、さらに地すべり型毎に設定された水没に伴う影響度合いに着目した補正（最大+5点）の加算も行う（表-3.3.10）。得られた点数により、三次評価ランクとして4段階のランクに区分される。なお、土石流は一般的に豪雨にともなって発生するため、湛水の影響を考慮していない。



(a) 該当斜面下部が湛水面内に没している（水位変動が発生しても、ほぼ常に没している）



(b) 該当斜面下部が湛水面に近く、湛水位の変動に影響を受ける（水位変動により湛水面に没したり、没しなかったりする）



(c) 該当斜面下部が湛水面より離れ、湛水位の変動に影響を受けない（水位変動があっても没しない）

図-3.3.3 評価斜面とダム湛水面との関係

表-3.3.9 水没による影響度評価

評価項目	評価点
① 該当斜面が湛水面内に没している	+5 点
② 該当斜面下部が湛水面に近く、湛水面の昇降に影響を受ける	+3 点
③ 湛水斜面下部が湛水面より離れ、湛水面の昇降に影響を受けない	0 点

表-3.3.10 地すべり型の評価

評価項目	評価点
粘性土地すべり	+5 点
崩積土地すべり	+4 点
風化岩地すべり	+2 点
岩盤地すべり	0 点

③ 四次評価

四次評価は、変状の進行性を現地踏査から得られる植生、地形（斜面勾配）、地質の三要素より判断する。すなわち、今後、急速に変状が進行・拡大する可能性を持つものであるか否かにより三次評価ランクの補正を±1ランクの範囲で行う。

具体的には、「崩壊」、「地すべり」について、表-3.3.11 に示す三要素を図-3.3.4 あるいは図-3.3.5 に示す組み合わせにあてはめ、斜面の健全度を、「S: 健全な斜面」、「N: 通常の斜面」、「D: 不安定な斜面」の3区分けに分類する。

表-3.3.11 斜面の健全度の状況区分

要素	区分
植生状況	P1: 木本主体の植生 P2: 複合植生 P3: 裸地または草本主体、あるいは農耕地など
地形状況	A: 緩い斜面、最大傾斜、勾配が 30 度未満の斜面 B: 中間斜面、最大傾斜、勾配が 30 度以上、40 度未満の斜面 C: 急な斜面、最大傾斜、勾配が 40 度以上の斜面
地質状況	R: 硬い岩盤やコンクリート擁壁など T: よく締まった段丘堆積物など D: 未固結の崖錐堆積物など

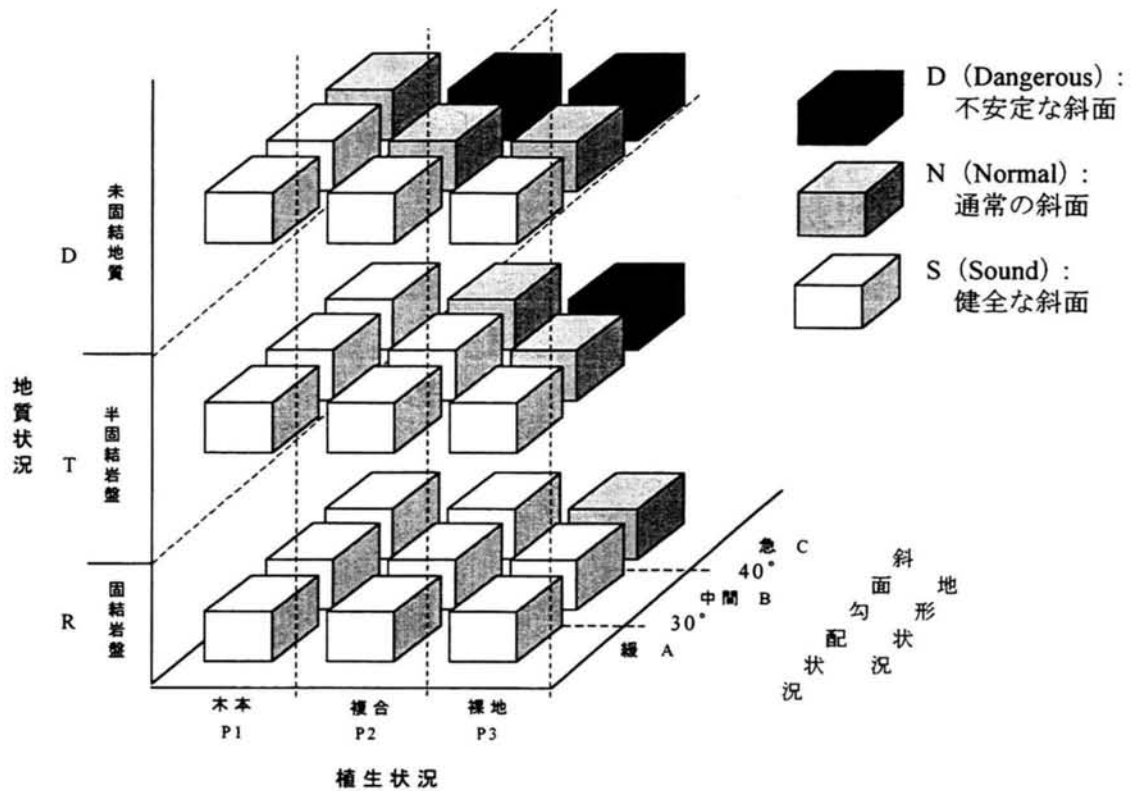


図-3.3.4 「崩壊」における植生、地形、地質の組み合わせによる斜面健全度評価

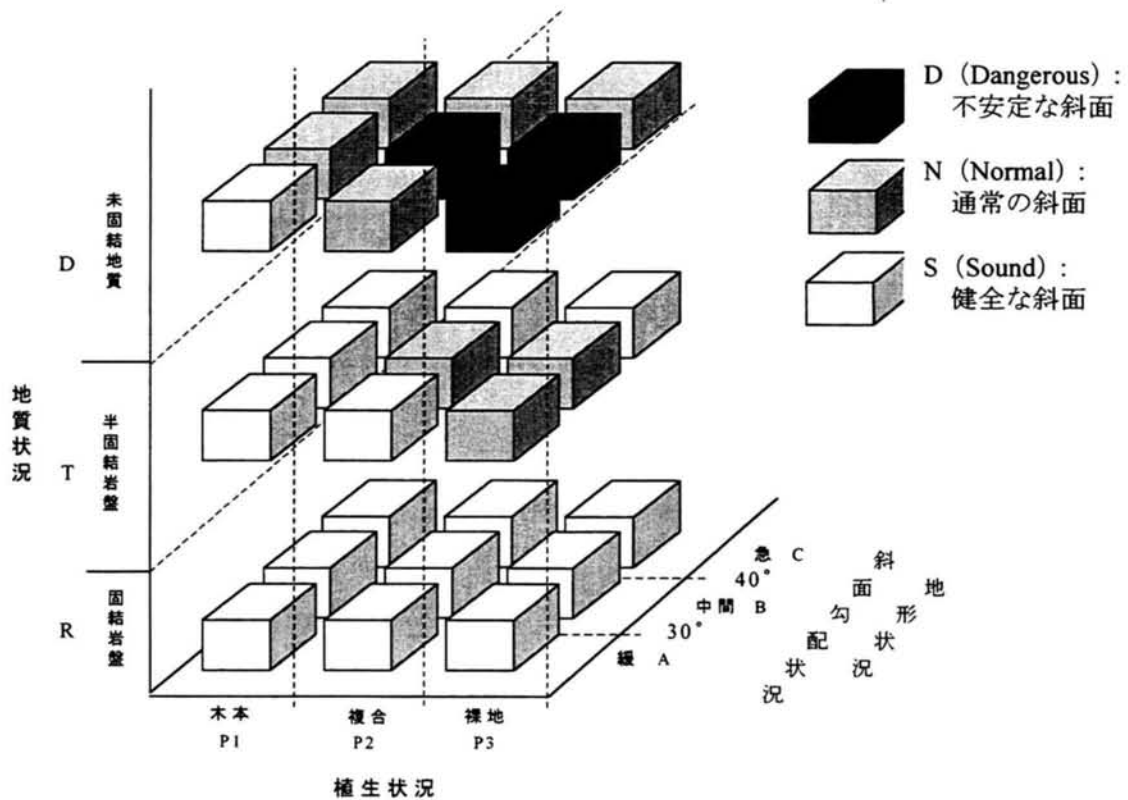


図-3.3.5 「地すべり」における植生、地形、地質の組み合わせによる斜面健全度評価

図-3.3.4、図-3.3.5での評価基準としては、植生は、木本に比べ裸地の方が比較的健全度が低い評価する。また、地すべりを拡大する地形（斜面勾配）として、第三紀層で 10° 前後、中古生層で $20\sim 30^{\circ}$ ¹⁴⁾とされており、これより、 40° 以下を不安定側とした。地質状況は、未固結地盤の方が健全度が低いと評価する。

ここで、「健全な斜面」とは、今後しばらくの間変状の拡大をみせない可能性の高い斜面のことであり、「不安定な斜面」とは、今後動きを見せる可能性の高い斜面と評価した。

「S：健全な斜面」と評価された斜面については、三次評価結果のランクを1つ上げ（健全側と評価する）、「D：不安定な斜面」と評価された斜面については、三次評価結果のランクを1つ下げる（危険側と評価する）。「N：通常の斜面」についてはランクはそのままとする。なお、「土石流」については、一次評価の中でこのような評価をしているので、ここで再評価はしない。

④ 最終評価

最終評価は、保安物件への影響に対する補正を行うもので、変状が拡大した場合、保安物件に被害をもたらすか否か、また、その程度によりランク区分けの補正を-3 ランク～0 ランクの範囲で行い、最終評価とする。

人命に関わる斜面や、重要な施設に近接する斜面評価は優先的に対応する必要がある、また、規模の大きなものは被害も甚大になる。このような点を考慮し表-3.3.12に示す補正を行う。なお、最終評価は、①発電施設への影響、②第三者施設への影響による判定のうち、より低い健全度と判定された評価を採用する。

表-3.3.12 保安物件への影響による補正

保安物件	重要度区分	判定
① 発電施設への影響	規模が大きく、発電施設からの距離が近いもの： 保安物件の被害が大きいと見込まれるもの。	ランクを変えない
	規模は大きい、発電施設からの距離が遠いもの、 または、規模は小さいが、施設からの距離が近い もの：保安物件の被害が小さいと見込まれるもの。	健全度を 1ランクあげる (例えばⅢをⅡにする)
	規模が小さく、発電施設からの距離も遠いもの： 保安物件の被害が全くないと見込まれるもの。	健全度Ⅰ (ランクⅠ) とする
② 第三者施設への影響	人命に関わる施設に被害が及ぶと見込まれるもの	ランクを変えない
	上記以外の施設に被害が及ぶと見込まれるもの	健全度を 1ランクあげる (例えばⅢをⅡにする)
	山林等重要度の低い物件に被害が及ぶと見込まれるもの	健全度Ⅰ (ランクⅠ) とする

このように、保安物件への影響に対する補正が評価全体に占める割合は大きい。なお、今回、保安物件への影響に対する補正は定性的な評価により行うこととしているが、第6章で述べるように、定量的な指標を設定することで、さらに斜面管理を高度化できる可能性がある。

最終的な健全度は、Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳの4ランクに区分され、このランク区分けに対し、「評価結果に基づく対応方針」の策定を行うものとする。

(3) 評価結果に基づく対応方針

評価結果に基づく対応方針のフローを図-3.3.6に示す。対応は斜面の健全度に応じて個別に実施するもので、ランクⅠでは通常点検、ランクⅡでは通常監視、ランクⅢでは重点監視、ランクⅣでは対策検討とし、特にランクⅢ・Ⅳは、要管理斜面として具体的に計測や対策工の選定・実施などの対応を行う。

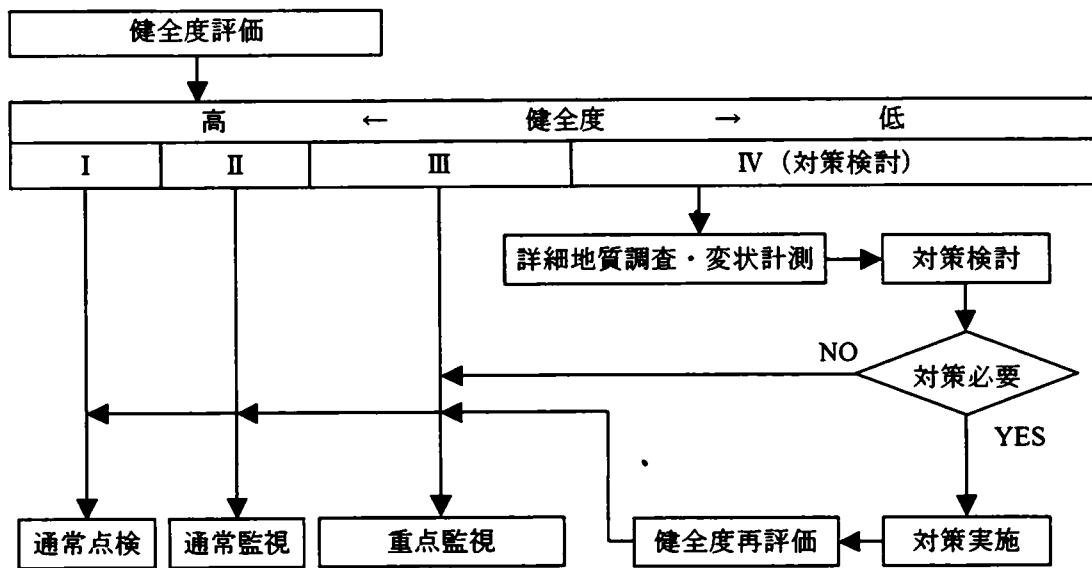


図-3.3.6 評価結果に基づく対応方針のフロー

各対応レベルでの対処法は、対応レベル毎に平常時～変状拡大時の各状態に応じた対処法を細かく設定した（表-3.3.13）。なお、斜面の健全度は種々の外的要因によって経時的に変化するため、その変化時間を監視頻度に反映する必要がある。変化時間は各斜面の立地条件、気象条件、湛水条件及び社会的条件（影響度）により異なるが、本手法では、健全度評価において地形、地質、植生他の条件をすでに取り込んでいるので、最終ランク毎に監視間隔を設定して運用を開始することとした。

表-3.3.13 各対応レベルでの対処法一覧表

	対 応 レ ベ ル			
	I	II	III	IV
	通常点検	通常監視	重点監視	対策検討
目 視 観 察	頻度：1回/6ヶ月 ①巡視ルートにより、変状の点検対象箇所重点を置いて目視観察する ②変状箇所を含め、箇所別調査記録表を用いて整理する（変状拡大時との比較資料とする）	頻度：1回/3ヶ月 ①巡視ルートにより、変状の点検対象箇所重点を置いて目視観察する ②変状箇所を中心に、箇所別調査記録表を用いて整理する ③年に1回程度、点検対象箇所について、写真等により整理する	頻度：1回/1ヶ月 ①計測は、適切な箇所において目的にあった計測を行う ②管理基準値を設定し、これにより変状の挙動を監視する	頻度：1回/1ヶ月 ①計測は、適切な箇所において目的にあった計測を行う ②管理基準値を設定し、これにより変状の挙動を監視する ③計測システムは、可能であれば自動計測とし、遠隔より監視できる様にする
平 常 時	計 測 -	-	-	-
変 状 の 検 討	(既往) 調査データより、変状の機構を推定する	既往調査データや、計測データ、変状の状況から、変状の機構を推定する	既往調査データや計測データ、変状の状況から、変状の機構を推定する ②変状拡大時に備えて、予め対策工や発電停止、道路通行止めについて検討しておく	①踏査を実施し、箇所別調査記録表を用いて a) 保安物件等と変状箇所の位置関係の確認 b) スケッチ・写真による整理 c) 変状の状況の確認 d) 変状拡大の誘因の検討・整理を行う ②健全度評価表を用いて健全度を再評価する ③保安物件に対する影響が大きいのので、必要な追加調査工事を実施の上、変状の機構を把握し、対策工を早急の実施する
変 状 拡 大 時	①踏査を実施し、箇所別調査記録表を用いて a) 保安物件等と変状箇所の位置関係の確認 b) スケッチ・写真による整理 c) 変状の状況の確認 d) 変状拡大の誘因の検討・整理を行う ②健全度評価表を用いて、健全度を再評価する ③(既設) 対策工の有効性について検討する ④(既設) 対策工の有効性について検討する	①踏査を実施し、箇所別調査記録表を用いて a) 保安物件等と変状箇所の位置関係の確認 b) スケッチ・写真による整理 c) 変状の状況の確認 d) 変状拡大の誘因の検討・整理を行う ②健全度評価表を用いて健全度を再評価する ③(既設) 対策工の有効性について検討する ④(既設) 対策工の有効性について検討する	①踏査を実施し、箇所別調査記録表を用いて a) 保安物件等と変状箇所の位置関係の確認 b) スケッチ・写真による整理 c) 変状の状況の確認 d) 変状拡大の誘因の検討・整理を行う ②健全度評価表を用いて健全度を再評価する ③保安物件に対する影響が大きいのので、必要な追加調査工事を実施の上、変状の機構を把握し、対策工を早急の実施する	①踏査を実施し、箇所別調査記録表を用いて a) 保安物件等と変状箇所の位置関係の確認 b) スケッチ・写真による整理 c) 変状の状況の確認 d) 変状拡大の誘因の検討・整理を行う ②健全度評価表を用いて健全度を再評価する ③保安物件に対する影響が大きいのので、必要な追加調査工事を実施の上、変状の機構を把握し、対策工を早急の実施する
気象異常時 (臨時点検)	・目視による主要構造物、点検対象箇所の観察 ・目視により、変状が認められた場合には、カルテにより再評価を行い、相応に対処を実施する	・目視による主要構造物、点検対象箇所、点検対象箇所、保安物件周辺の観察 ・計測地点については、速やかにデータチェックする		

※ 巡視ルートは、日常の点検に用いる巡視路とは異なる
気象異常時とは、①「30mm/hr もしくは降り始めから 100mm の降雨量」、②震度Ⅳ以上地震を観測した時をいう

以下に評価結果に基づく対応方針の概要を述べる。

① 通常点検

箇所別調査記録表により、目視観察を1回/6ヶ月の頻度で行う。変状拡大時には踏査を実施し、変状状況を確認した上で、健全度評価の再評価を行い、対応について再検討する。

② 通常監視

通常点検での目視観察を1回/3ヶ月の頻度で行う。変状拡大時には、通常点検での内容に加え、必要に応じ地質調査などを実施し、変状機構を把握の上、必要に応じ対策を実施する。

③ 重点監視

通常監視での目視観察を1回/1ヶ月の頻度で行い、さらに1回/1ヶ月の頻度で計測を行う。変状拡大時には、通常監視での内容に加え、調査工事の実施及び計測データなどの分析を踏まえ、必要な対策工を速やかに実施する。

④ 対策検討

重点監視と同等の目視観察を行い、計測は1回/日の頻度で行う。さらに予め変状拡大時に備え、被害に伴う影響への対応を検討しておく。変状拡大時には、追加調査工事を実施し、対策工などを早急に実施する。

なお、対策工の選定に際しては、第6章で述べるように、保安物件において想定される被害の規模とその可能性及び対策費用などを総合的に勘案して行うことが望ましい。

3. 4 他手法との比較による評価^{1), 2), 15), 16)}

安定管理手法Aの開発時期と前後して、当時の通産省資源エネルギー庁は、湛水池斜面を対象とした安定管理手法として、1996年に「斜面部の安定性診断マニュアル（案）」¹⁵⁾（以下、エネ庁手法）を発表している。また、当時の建設省河川局は、1995年に発表した「貯水池周辺の地すべり調査と対策」¹⁶⁾（以下、河川局手法）の中で、湛水に伴う地すべりの標準的な重要度の評価とその後の対応方針についてその一般的な関係を記載している。

本節では、エネ庁手法と河川局手法の概要を述べるとともに、エネ庁手法、道路局手法ならびに安定管理手法Aについて、評価対象とする変状形態や評価因子の比較を行う。また、具体的に斜面に各手法を適用し、評価結果の比較を行う。

3. 4. 1 他手法の概要

（1）エネ庁手法¹⁵⁾

エネ庁手法では、地すべりを対象とした評価点法による斜面の評価方法が提唱され、湛水池の影響を評価点に含んでいる。以下にエネ庁手法の内容を概説する。

①エネ庁手法の特徴

貯水池周辺斜面において変状が顕在化した場合、その影響が大きいのは規模の大きな崩壊で、日本においては崩壊幅が10mを越えるものは、その大部分が岩盤崩壊であるとし、さらに、岩盤崩壊を、「崩落」、「転倒」、「すべり」、「巨大崩壊」、「クリープ」に分類している。エネ庁手法では、このうち「すべり」と「クリープ」を対象としている。「崩落」、「転倒」は一般に崩壊土量が少なく、「巨大崩壊」は発生頻度が低く、実態が不明の場合が多いため対象としていない。

崩壊事例の地形、地質の特徴から「評価点法」で不安定斜面を評価している。また、湛水による影響は水没割合によって評価している。当手法の検討に際し、国内外の事例を文献調査した結果として、崩壊斜面のほとんどが初期湛水時及び初回の水位降下時の崩壊であるとしている。その水没割合（水没深度／斜面の高さ）は10～40%の場合が最も多く、40%以上では少なくなっている結果を反映させている。なお、診断結果は「カルテ」として保存し、保守管理に活用することとしている。

②エネ庁手法の概要

エネ庁手法の安定性診断フローを図-3.4.1に示し、概要を以下に説明する。

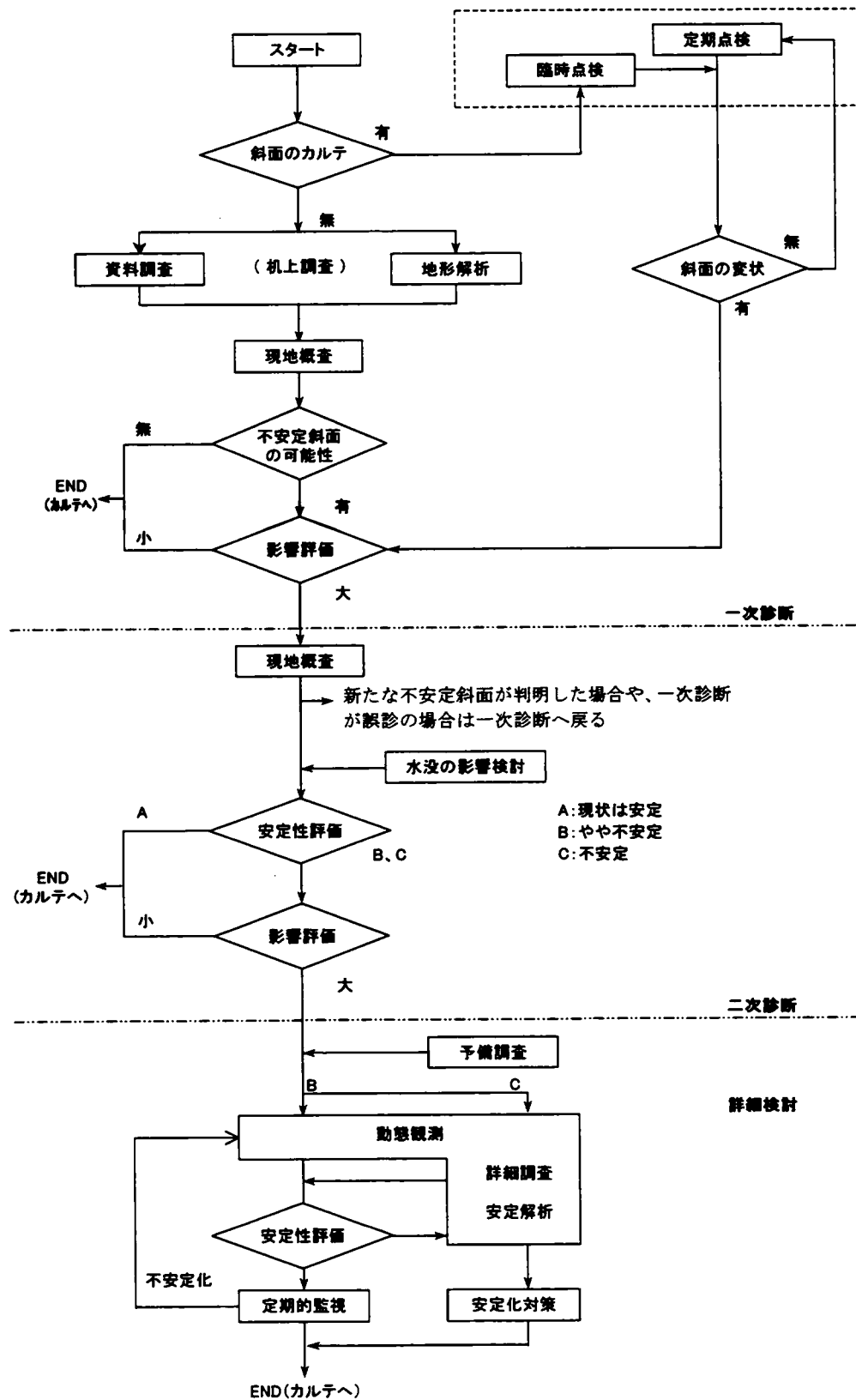


図-3.4.1 エネ庁手法の安定性診断フロー¹⁵⁾

a) 一次診断

まず、机上調査を主体に安定性の疑わしい斜面を抽出している。一次診断では安定性診断フローに従って評価点をつける。

診断内容としては、資料調査、地形解析を行い現地の概査を行うこととしている。これにより、「不安定斜面の形態的な区分け」及び地質的な要因（地質、断層、流れ盤構造、風化など）を加味した「地盤の不安定要因」を採点により評価するもので、評価点及び周辺構造物などへの影響の高い斜面は二次診断へ、その他の斜面についてはこれまでの評価結果をカルテに収録し保存することとしている。

b) 二次診断

一次診断により抽出した斜面及びその周辺を踏査し、現状の安定性及び湛水の影響などを評価するもので、一次診断と同様に安定性診断フローに従って評価点をつける。

診断内容としては、踏査による微地形を判断に加えた「不安定斜面の形態的な区分け」及び「地盤の不安定要因」にて評価する。

さらに評点結果に水没割合での評価を乗じたものを評価点とし、評価点及び周辺構造物などへの影響の高い斜面は詳細検討へ、その他の斜面についてはこれまでの評価結果をカルテに収録し保存することとしている。

c) 詳細検討

二次診断で不安定と評価した斜面ですべりが生じた場合の影響を評価し、その結果により動態観測や詳細調査、安定解析などの詳細検討を行うもので、それらの留意点について記述されている。

③まとめ

エネ庁手法と、安全管理手法Aを比較すると、具体的な評価項目や内容に差異はあるものの、評価点法による評価など基本的な部分での差異はない。

(2) 河川局手法¹⁶⁾

河川局手法で対象とする斜面変状は、地すべり及び大規模で移動速度が速い地すべり性崩壊とし、斜面崩壊が与える影響を定性的に評価する方法を提唱している。以下に河川局手法の内容を概説する。

①河川局手法の特徴

河川局手法はダム貯水池周辺において、主としてダムの貯水、貯水位の上下動に伴って生じる地すべりに対し的確な対応を図ることを目的に、概査、精査、解析、湛水に伴う地

すべり対策工の計画・設計・施工、初期湛水時の安全性確認から管理段階へ移行する各段階で適用するものとしている。

②河川局手法の概要

河川局手法の対応フローを図-3.4.2 に示す。以下に概要を説明する。

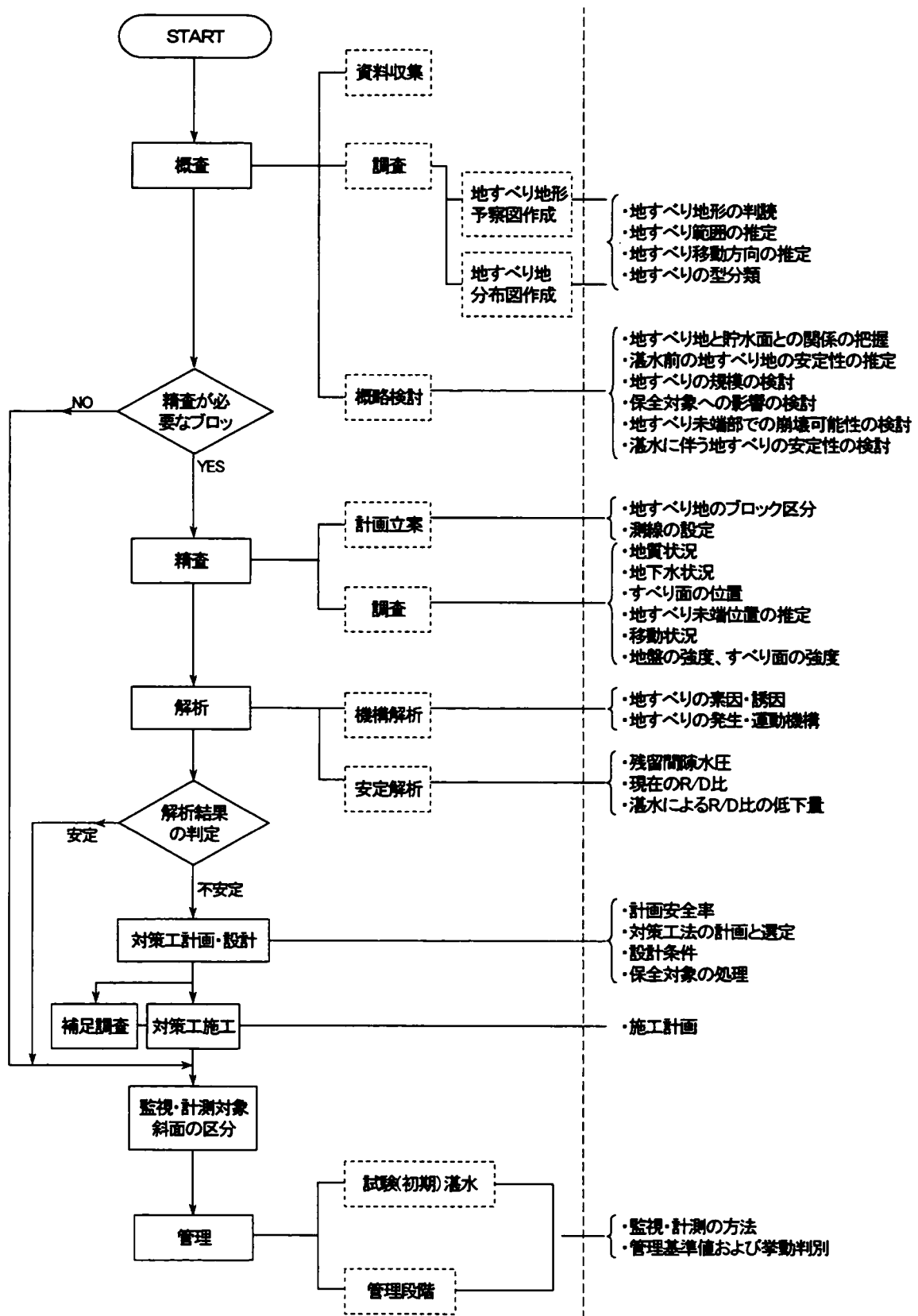


図-3.4.2 河川局手法の対応フロー¹⁶⁾

a) 概査

概査は、貯水池周辺の広範囲にわたる地すべり地の分布を明らかにし、この中から精査が必要な地すべり地の抽出を行うこととしている。ここでは、既存の調査資料、文献などの収集・検討、空中写真や地形図の判読及び現地調査の結果から地すべり地分布図を作成し、下記に説明する評価を加えて、精査が必要な地すべり地を抽出するための重要度の評価を行うこととしている。

・湛水に伴う地すべりの安定性

地すべり地分布図をもとに、地すべり地ごとの湛水前の安定性を推定するもので、「地すべり地形の進化（地形発達史）」「滑動履歴」「地すべりの型分類」「地すべり面の形状」から、地すべりの安定性を“滑動しやすい”から“滑動しにくい”まで評価することとしている。

“滑動しやすい”ものとしては、地すべり地形の分化の進んでいるもの、地すべり変状の新しいもの（踏査、滑動の記録などにより確認する）、粘土質地すべり・崩積土地すべり、地すべり面がトップヘビー型などとしている。一方、“滑動しにくい”ものとしては、地すべり地形の分化の進んでいないもの、斜面の開析が進み極めて古い時代に滑動していたもの（数千年から数万年程度以前）、風化岩地すべり、岩盤地すべり、地すべり面がボトムヘビー型などとしている。

なお、湛水に伴う影響として、地すべり面が20%以上水没する場合、地すべりの発生頻度が高いとしており、斜面末端部での崩積土、風化、岩盤の緩みなども考慮すべき点として挙げている。

・地すべりの規模

地すべりの規模は、過去の地すべり発生事例から表-3.4.1に示す区分けに分類している。

表-3.4.1 地すべり規模の区分¹⁶⁾

区分	区分内容
小規模地すべり	幅 50m×長さ 55m×厚さ 10m あるいは土量にして 3 万 m ³ 未満
中規模地すべり	幅 50m 以上 150m 未満あるいは土量にして 3 万 m ³ 以上 40 万 m ³ 未満
大規模地すべり	幅 150m 以上あるいは土量にして 40 万 m ³ 以上
超大規模地すべり	土量にして 200 万 m ³ 以上

・保全対象への影響

保全対象への影響は、ダム施設にかかわる斜面、貯水池周辺の施設、その他の貯水池斜

面に区分して評価している。

・概査による重要度評価

上記の「湛水に伴う地すべりの安定性」、「地すべりの規模」、「保全対象への影響」から精査へ進む斜面の優先度を、表-3.4.2、表-3.4.3 に示す組み合わせにより、A～Dの4段階で評価している。

表-3.4.2 概査における湛水に伴う地すべりの重要度の評価¹⁶⁾

湛水前および 湛水に伴う 地すべりの安定性の 概略検討結果	保全対象物	ダム施設に かかる斜面	貯水池周辺 の施設	その他の 貯水池斜面
	地すべりの 規模	大 ↔ 小	大 ↔ 小	大 ↔ 小
滑動しやすい		A ↔ A	A ↔ B B ↔ C	B ↔ B B ↔ C
滑動しにくい		B ↔ B	B ↔ C C ↔ D	C ↔ C C ↔ D

表中A～B、B～C等の評価は保全対象物の重要度の大小によって幅があることを示す。

表-3.4.3 すべり精査の優先度¹⁶⁾

重要度評価	A	B	C	D
保全対象				
ダム施設 にかかわる斜面	地すべりが発生し、その影響がダム施設に関連する。場合によってはダム計画自体にも影響する。したがって、精査は最優先で実施する。	精査を実施する。	—	—
貯水池周辺 の施設	貯水池周辺の施設に影響し、そのためダム計画自体にも影響する。したがって、精査は最優先で実施する。	精査を実施する。なお、施設の移転、計画の変更なども併せて検討する。	必要に応じ精査を実施する。	原則として精査を実施しない。
その他の 貯水池斜面	—	精査を実施する。	必要に応じ精査を実施する。	原則として精査を実施しない。

b) 精査

精査は地すべり規模、性状、安定性について詳細な調査を行って地すべり対策工の必要

性について判断するものとしている。精査の手法としては、地形調査、ボーリング、物理試験、各種試験などの地質調査や地下水調査などの実施結果を、地すべりの平面図、断面図に表現し、これにより地すべりの素因・誘因について明らかにすることとしている。

c) 解析

解析は、一般的な R （抵抗力）／ D （滑動力）の比ですべり安定性を評価する手法が提案されており、基本的にはスライスカット法による方法が提示されている。このほか、各種土質定数の設定、残留間隙水圧の設定方法を提案している。

d) 湛水に伴う地すべり対策工の計画・設計・施工

対策工が必要となる地すべりブロックの抽出からその施工に対する流れについて概述し、その流れに沿って、計画安全率の設定、対策工の選定・計画・設計・施工上の留意点が示されている。

e) 湛水時の斜面管理

試験湛水段階と管理段階における管理対象斜面の設定、管理の方法、観測方法、管理基準値及び挙動観測の着目点、監視体制のあり方について示されている。

③まとめ

河川局手法はエネ庁手法と同様に、安全管理手法Aにおける具体的な評価項目や内容とに差異はあるものの基本的な内容は同じとなるが、評価点法による定量的な評価は採用していない。

3. 4. 2 評価因子の比較

(1) 各手法との比較

表-3.4.4 に安定管理手法Aで評価対象とした変状形態や評価項目について、エネ庁手法及び道路局手法での対応を示す。表より以下のことが示される。

表-3.4.4 安定管理手法Aでの評価項目に対する他手法での対応状況の比較

安定管理手法Aでの評価項目他		エネ庁手法	道路局手法
変 状 形 態	崩壊	—	○
	地すべり	○	○
	土石流	—	○
湛水の影響評価		○	—
斜面変状の進行性の評価		○	—
保全物件への影響評価		○	○ (道路)
評価結果に基づく対応の標準化		○	—

凡例 ○：該当、—：対象としていない

- ①「変状形態」は、エネ庁手法は影響度の大きさから地すべりに限定している。
- ②「湛水の影響評価」は、エネ庁手法が採用しており、道路局手法はその対象が道路であるため対象としていない。
- ③「斜面変状の進行性の評価」についても、エネ庁手法は採用している
- ④「保全物件への影響評価」は、エネ庁手法は、ダムや湛水池に対応している。なお、道路局手法は道路を保全対象としている。
- ⑤「評価結果に基づく対応の標準化」については、エネ庁手法は採用している。

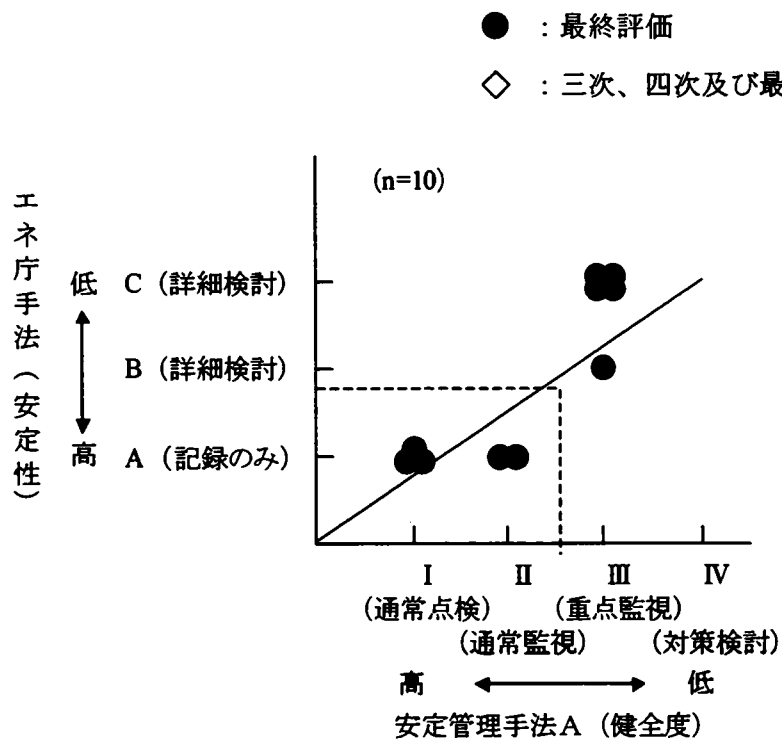
(2) まとめ

このようにエネ庁手法は、湛水の影響などを評価しているが、崩壊形態を、地すべり及び地すべり性崩壊に絞り込んでいる。また、道路局手法は当然ながら、湛水や電力施設に与える影響の評価は対象としていない。

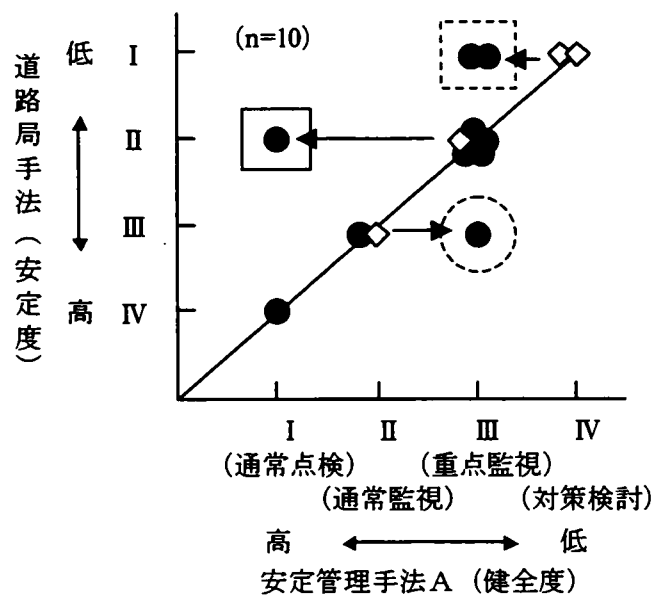
安定管理手法Aはこれらを包括しており、水力発電施設周辺における斜面変状形態に応じた斜面安定評価を行うことができる。

3. 4. 3 評価結果の比較

エネ庁手法、道路局手法及び安定管理手法Aを10箇所の地すべり事例に適用した。また、道路局手法と安定管理手法Aを10箇所の崩壊事例と7箇所の土石流の事例に適用した。各手法により実施した評価結果の比較を図-3.4.3の (a) ～ (d) に示す。



(a) 安定管理手法Aとエネルギー手法の比較（地すべり）

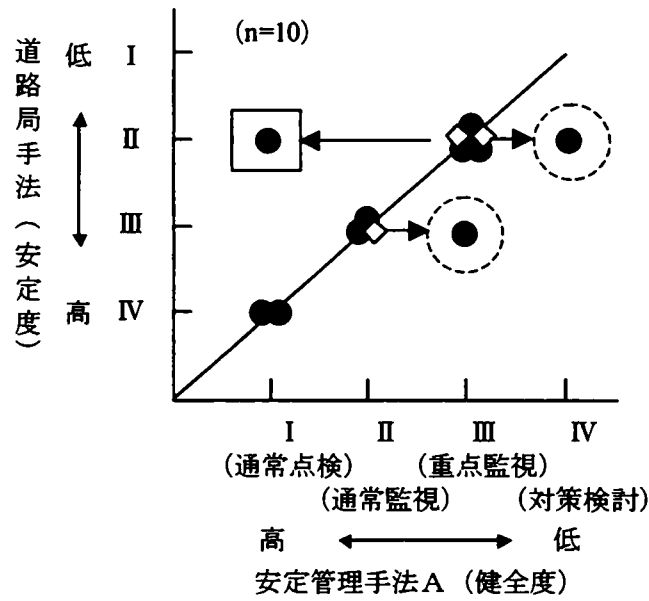


(b) 安定管理手法Aと道路局手法の比較（地すべり）

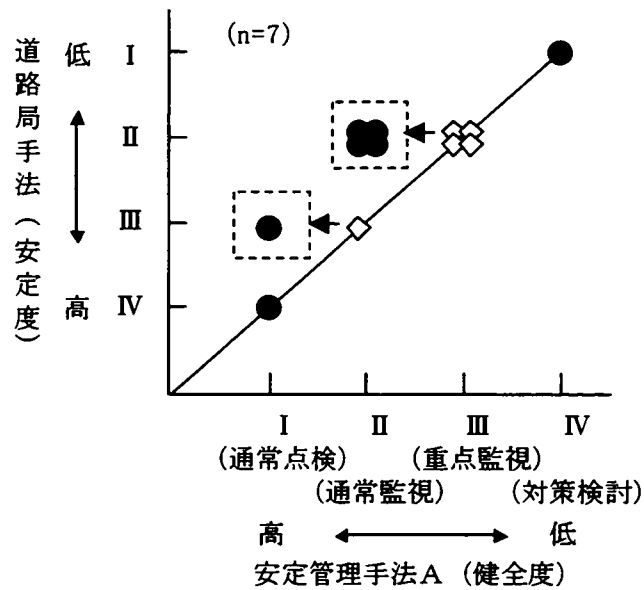
図-3.4.3 各手法での評価結果の比較の一例（a）～（b）

● : 最終評価

◇ : 三次、四次及び最終評価前（暫定）



(c) 安定管理手法Aと道路局手法の比較（崩壊）



(d) 安定管理手法Aと道路局手法の比較（土石流）

図-3.4.3 各手法での評価結果の比較の一例 (c) ~ (d)

比較より以下のことが示される。

- ①エネ庁手法は安定管理手法Aと同傾向の評価となっている。
- ②図-3.4.3 (b)、(c) に示す実線の四角で囲んだ点は、安定管理手法Aでは健全度が最も高い（ランクⅠ）となるが、道路局手法では安定性が2番目に低い（ランクⅡ）となり、評価が異なる。この差異は、安定管理手法Aにおいて、変状の進行性評価で健全度を1ランク上げ（Ⅲ→Ⅱ）、さらに発電施設への影響評価で健全度を1ランク上げ（Ⅱ→Ⅰ）たためで、評価項目を加えたことを反映している。
- ③図-3.4.3 (b)、(c) に示す破線の丸で囲んだ点は、安定管理手法Aの評価結果が道路局手法での評価結果より健全度が1ランク下がっている。この差異は、安定管理手法Aで湛水の影響を評価したことにより生じている。
- ④図-3.4.3 (b)、(d) に示す破線の四角で囲んだ点は、安定管理手法Aの評価結果が道路局手法での評価結果より健全度が1ランク上がっている。この差異は、変状の進行性評価あるいは発電施設への影響評価したことにより生じている。

以上のように、安定管理手法Aは湛水池斜面を対象としたエネ庁手法による評価と同傾向の評価を与えることが示された。また、道路局手法の評価結果との比較を通じて、安定管理手法Aは湛水池や発電施設固有の評価項目を反映した評価を与えることが示された。

3. 5 斜面への適用による評価²⁾

本節では、安定管理手法Aを、既設発電所の湛水池斜面に適用した結果について述べ、この結果を踏まえたうえで、当手法の有用性を評価する。

3. 5. 1 斜面への適用

(1) 健全度評価の実施

今回、50 湛水池の周辺斜面（図-3.5.1）を対象に、地形図、空中写真などによる微地形判読などを通じて、崩壊、地すべり等の372斜面を調査対象斜面として抽出した。抽出斜面に対しては、現地踏査などの結果を踏まえて健全度評価を行った。表-3.5.1 に示す変状形態別の評価結果より、以下のことが示される。

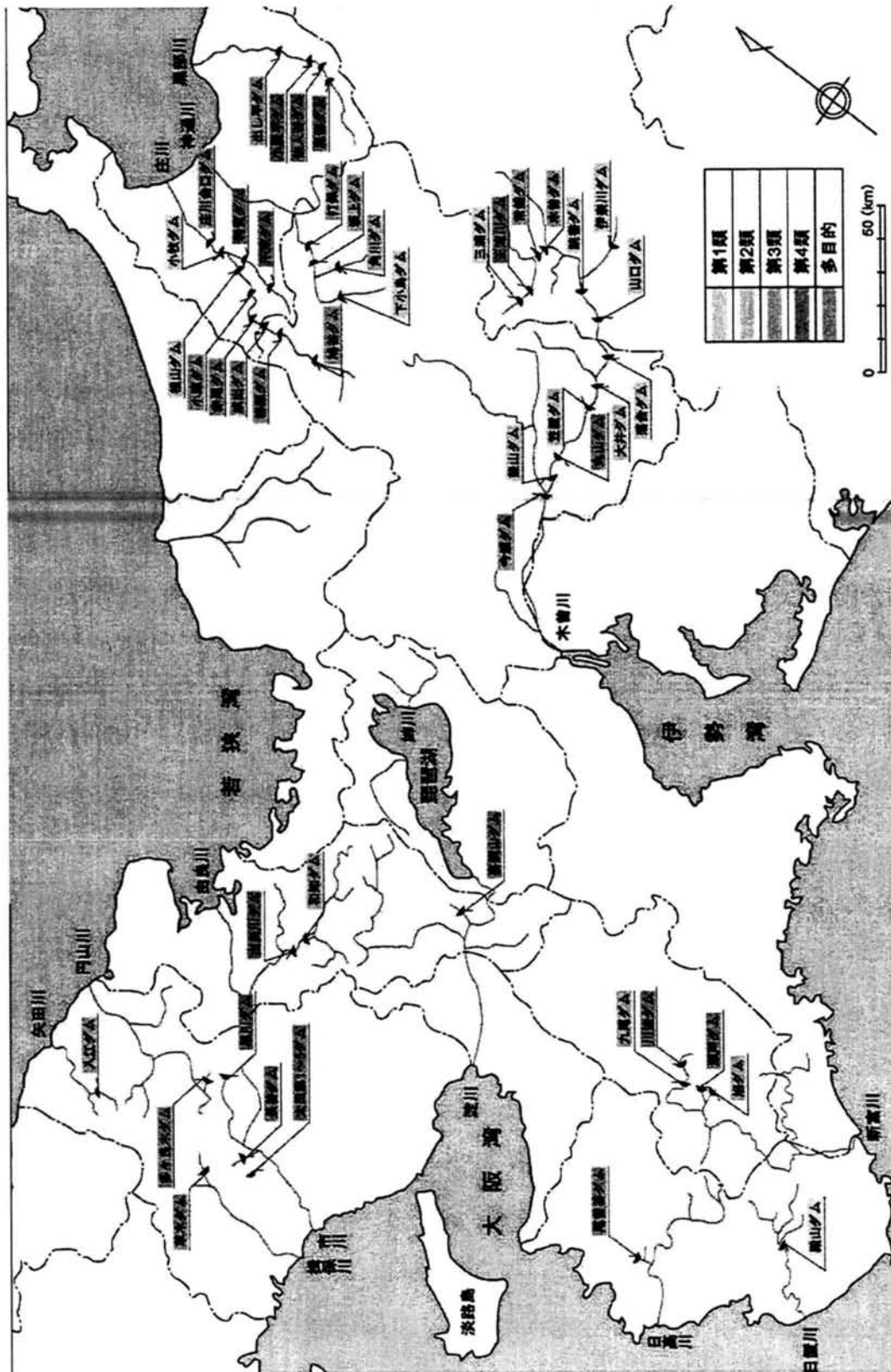


図-3.5.1 評価箇所一覧表

表-3.5.1 変状形態別の評価結果

ランク	崩壊	地すべり	土石流	計
I	319	11	2	332
II	19	2	4	25
III	5	8	0	13
IV	1	0	1	2
計	344	21	7	372

- ①最も多く抽出された変状形態は崩壊の344斜面である。一方、土石流は発生頻度が7斜面と少ない。
- ②要管理斜面となるランクⅢ及びⅣに該当する斜面は15斜面で、調査対象斜面全体に占める割合は約4% (15/372) である。
- ③各変状形態毎に占める要管理斜面の割合は、崩壊が40% (6/15)、地すべりが約53% (8/15)、土石流が約7% (1/15) で、地すべりの割合が最も高い。

(2) 変状の原因

表-3.5.2 に要管理斜面となった、Ⅲ、Ⅳランクでの変状状況を示す。これより以下のことが示される。

表-3.5.2 要管理斜面 (15 斜面) の変状状況

斜面	変状状態			評価 ランク	素因					誘因			対策	備考
	崩壊	地すべり	土石流		流れ盤	風化・劣化	弱層介在	崖錐堆積物	その他	降雨	湛水	その他		
①	○			Ⅲ	○	○				○	○		○	対策により健全度Ⅲ→Ⅱ
②	○			Ⅲ		○				○	○			
③	○			Ⅳ				○	○	○		○	○	対策により健全度Ⅳ→Ⅱ
④		○		Ⅲ					変状未発生					
⑤		○		Ⅲ					変状未発生					
⑥		○		Ⅲ	○		○			○			○	
⑦		○		Ⅲ	○		○			○	○			
⑧		○		Ⅲ	○					○		○	○	誘因は掘削
⑨		○		Ⅲ					変状未発生					
⑩	○			Ⅲ		○				○				
⑪	○			Ⅲ		○				○				
⑫	○			Ⅲ		○				○			○	
⑬			○	Ⅳ				○	○	○			○	導流壁設置済み
⑭		○		Ⅲ			○					○	○	誘因は掘削
⑮		○		Ⅲ			○	○			○		○	
計	6	8	1		4	5	4	3	2	10	4	3	8	

①素因については、崩壊の場合、風化・劣化が原因となり、地すべりの場合、流れ盤、弱層介在が原因となっている。

②誘因については、降雨は各変状形態に共通し、湛水の影響は4斜面である。なお、誘因のその他のうち、⑧斜面、⑭斜面は人為的な掘削によるものである。

なお、表-3.5.2において、⑥斜面は2. 2. 2 (1)で述べるA地点の湛水池斜面、⑮斜面は2. 2. 2 (2)及び6. 4で述べたB地点の湛水池斜面、⑦斜面は2. 2. 2 (3)及び4. 3で述べるC地点の湛水池斜面に、それぞれ対応している。

(3) 評価結果に基づく対応

健全度の最も低いIVランクに評価された「⑬斜面」については、土石流の発生源が管理地外であるため、自衛的に施設への被害防止のための導流壁を設置している。また、対策を実施した①斜面と③斜面は、再評価の結果、健全度が上がっている。

要管理斜面として抽出した表-3.5.2に示す斜面のうち、ランクⅢに区分され重点監視となる「⑥斜面」を例として、図-3.3.6による評価結果に基づく具体的な対応状況を述べる。

「⑥斜面」の地すべりの状況の詳細については2. 2. 2 (1)のA地点における湛水池斜面変状事例の通りである。

排土後における孔内傾斜計での変位置と、降雨量あるいは湛水位の変動との関係について、図-3.5.2、図-3.5.3に示すが、何れについても相関関係はなかった。

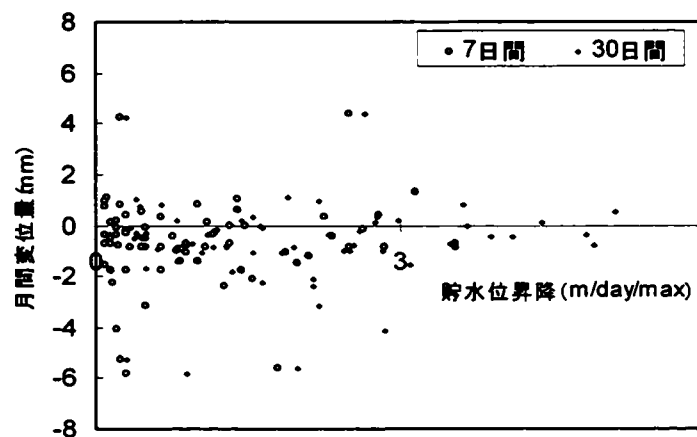


図-3.5.2 孔内傾斜計変位置 (No.2.GL.14.0m) と湛水位変動量との関係

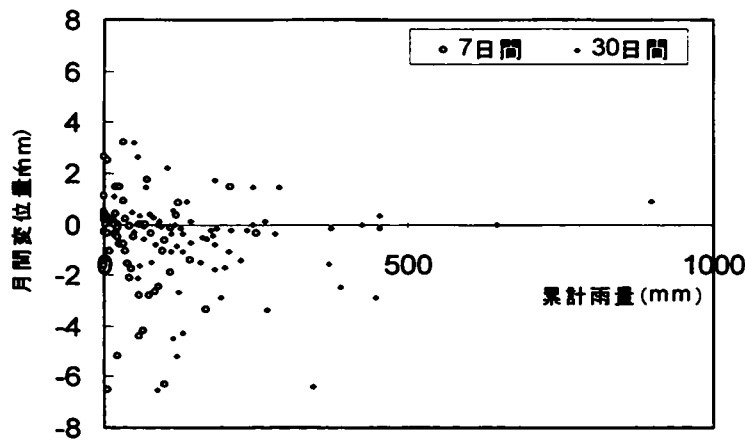


図-3.5.3 孔内傾斜計変位量（No.3.GL.20.0m）と累計雨量との関係

このように、当該地すべりは現状で差し迫った崩壊はないと判断でき、第二次クリープ¹⁸⁾的な挙動であることから、地すべりの活動性が低いと結論付けられる。

そこで、継続してきた計測体制について、表-3.5.3 に示す見直しを行った。表に示すように、計測の大半は計測間隔を延長させ、一部は廃止としたが、伸縮計はリアルタイム計測への更新に加え、地すべり箇所より約 33km 離れた管理担当部所へのデータ電送による常時監視体制（計測値が管理値を越えた場合は警報により警告）を導入した。これにより、計測体制の合理化を図っている。

表-3.5.3 計測体制の見直し

計測の種類	見直し前		見直し後	
	数量	計測間隔	数量	計測間隔
地山変位測量	34 点	3 ヶ月	34 点	6 ヶ月
亀裂変位測量	2 点	3 ヶ月	2 点	異常時*のみ
伸縮計	4 測線	自記（1 回/月回収）	3 測線	自動計測 （常時モニタリング）
孔内傾斜計	4 孔	1 ヶ月	2 孔	2 ヶ月
孔内水位	3 孔	自記（1 回/月回収）	2 孔	自記（1 回/月回収）
湧水量	18 箇所	1 ヶ月	18 箇所	1 ヶ月

*異常時：①自動計測している伸縮計に異常値が計測された場合。

②大雨（時間雨量 50mm 以上、または日雨量 100mm 以上、または降り始めからの累積雨量 200mm 以上）を観測した場合。

③震度 4 以上の地震を観測した場合。

3. 5. 2 適用結果に基づく評価

今回、50ヶ所の湛水池の周辺斜面を対象に安定管理手法Aを適用し、抽出した計372斜面の調査対象の内、15斜面を要管理斜面として評価し、管理レベルに応じた対応を実施した。その結果、以下のことが示される。

- ①崩壊、地すべり、土石流といった多様な変状形態に対応できる。
- ②地質状況や変状の進行状況に応じて統一的な評価が可能となった。
- ③今回の評価は、地質の専門家を主体に実施したが、その結果は各設備を日常管理している土木技術者による経験的判断と整合しているとの評価を得ている。
- ④全ての変状斜面に対する記録（カルテ）を蓄積することで、斜面管理の効率化及び信頼性向上が図れた。
- ⑤具体的な変状が発生していない健全度の高いランクⅠ、Ⅱとなった斜面についても斜面変状発生時には、変状メカニズムの早期解明、対応等が可能であると期待できる。

3. 6 岩盤地すべりの機構とモデル化に関する検討

従来の崩積土などの未固結地盤の地すべりを対象とした解析検討では、対象斜面を地層毎にモデル化して浸透流解析を実施し、得られた地下水位面や水圧分布をもとに円弧すべりなどの極限平衡解析を適用して地すべりの安定性を評価するのが一般的である。

しかし、表-3.5.2 で抽出された⑥及び⑦斜面のような岩盤地すべりでは、すべり面、すなわち不連続面をモデル化して浸透流解析や安定解析を実施する必要があるが、このような取り組みを行った研究事例¹⁹⁾は少ない。

本節では、まず、湛水池斜面の岩盤地すべりに着目し、浸透流解析や安定解析を実施する際のモデルの考え方について概説する。つぎに、湛水池斜面において変状を生じた2事例の岩盤地すべりを対象に、浸透流解析及び極限平衡解析を実施し、降雨や貯水位の変化による不連続面内の浸透圧の変動が地すべり岩塊の安全率に及ぼす影響を検討することにより、すべり安全率の低下状況からすべり発生の誘因を明らかにするとともに、モデルの妥当性を検証する。

すべり岩塊

すべり面となる不連続面

水没部分に作用する静水圧

すべり面に作用する浸透圧

すべり面に作用する浸透圧

図-3.6.1 すべり安定解析モデル（模式図）

3. 6. 2 岩盤地すべりモデルの適用による地すべり誘因（降雨）の評価²⁰⁾

まず、①について、定性的には、斜面の水没深さが大きいほど、安定性の低下度合いは大きいものと推察できる。図-3.6.2 に、すべり面と貯水位との関係による地すべりの発生

率の調査事例¹⁶⁾を示す。これによれば、水没の割合（水没深さのすべり面高さに対する割合）が20%程度以上を境に地すべりの発生頻度が大きくなっている。本事例では、地すべりの高さ約110mに対して水没深は約10mであり、水没割合は9%と少ないため、①の湛水が誘因となる可能性は少ないと推察される。

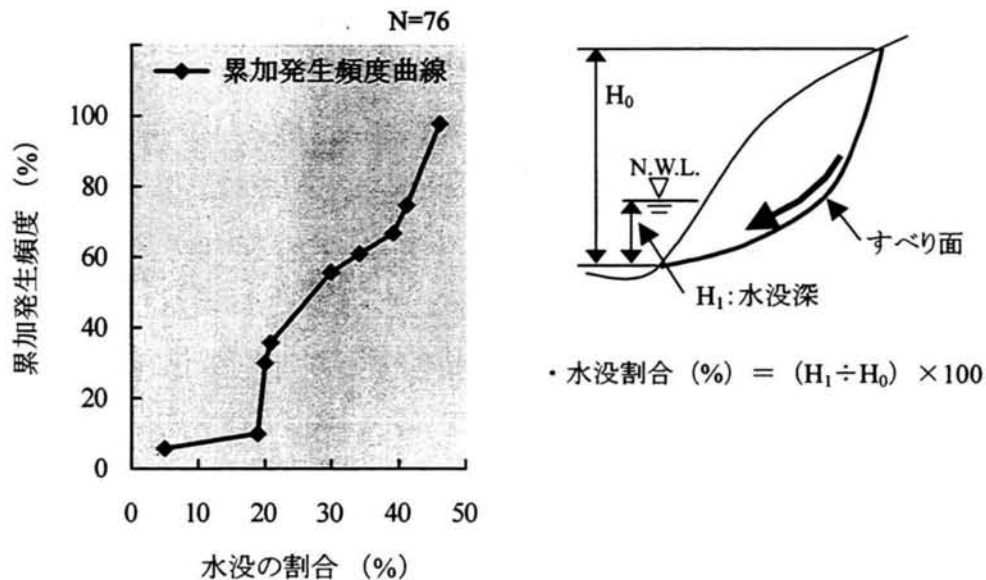


図-3.6.2 すべり面と貯水位との関係による地すべりの発生率¹⁶⁾

②について、湛水開始から地すべり発生までの期間に発生した地震について整理すると、震央位置が地すべり地点から半径50km以内かつマグニチュード $M=6.0$ 以上となる地震は、1962年1月4日に発生した $M=6.4$ の1回のみであり、この地震による地すべり地近傍のダム管理所での震度は4であった。すなわち変状が生じた年の近傍では大きな地震は観測されていないため、誘因ではないと推察される。

③については、1975年8月16～23日の8日にわたった連続降雨（総降雨量614mm、最大降雨強度25mm/h）を記録していることから、経年的に風化・劣化作用を受けた破碎帯に作用した降雨が地すべりの誘因となった可能性があるかと推察される。

そこで、降雨がすべり安全率に及ぼす影響を明らかにするため、降雨により地すべり岩塊に作用する浸透圧及びすべり安全率の変化についての検討を行った。浸透圧の評価には、2次元非定常飽和・不飽和浸透流解析²¹⁾を用い、すべり安全率の評価には分割法のうち、簡易Janbu法²²⁾を用いた。各手法の詳細については付録に示す。

(1) 地山の透水特性の同定

まず、地山の透水特性を評価するため、地すべり斜面のモデルに年間の平均的な降雨を連続して与えた条件で浸透流解析を実施し、定常状態となった地下水位が実際の観測水位に適合するよう、パラメータスタディを繰り返して透水特性を求めた。

解析モデルを図-3.6.3 に示す。これは、すべり岩塊頭部の排土工を実施する前の断面形状をモデル化しており、その範囲は当該斜面の集水範囲を考慮して、山側の尾根 (EL.380m) までとした。地山内部は地質調査結果から、地表より D・崖錐, C_L , C_M , C_H の4層に区分した。また、すべり面の形状は、破碎帯により構成される低角度傾斜部と、不明瞭ながらも不連続性が想定される高角度傾斜部の2本の直線部分から構成されるものと簡略化し、破碎帯は鉛直方向で2.5m 幅 (破碎帯の平均幅) の層としてモデル化している。

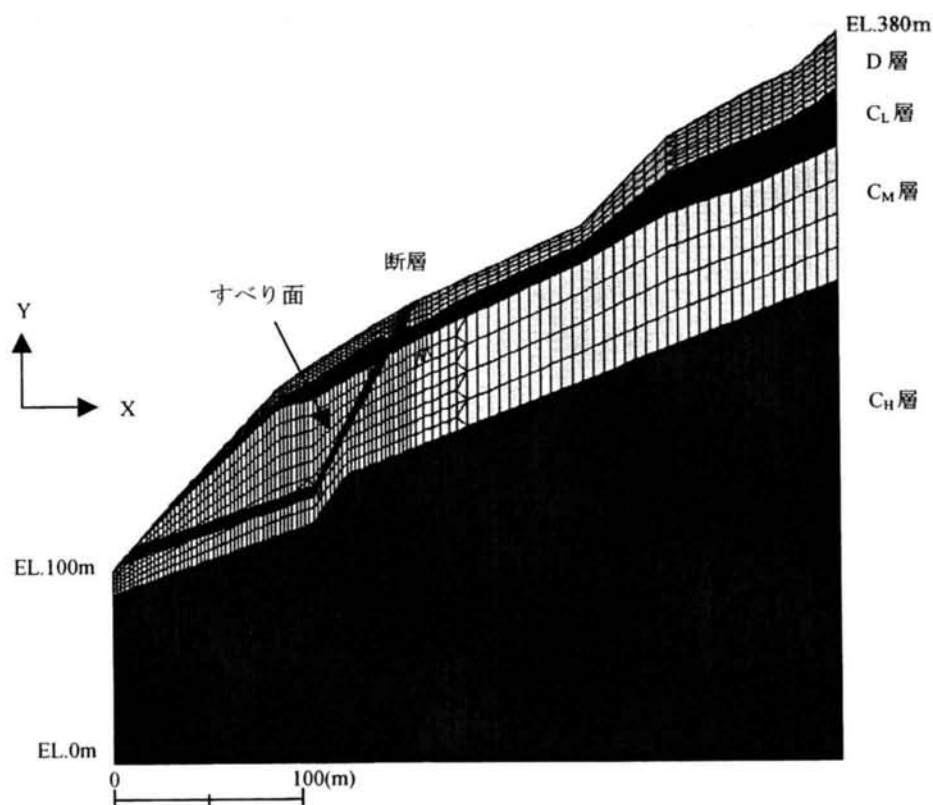


図-3.6.3 浸透流解析モデル

降雨条件については、当該地点の年間総雨量から平均時間雨量を求めると 0.33mm/hr であり、降雨浸透率を一般的な値を考慮して 33%と設定し、解析上は 0.11mm/hr の降雨を1年以上連続して入力することとした。また、貯水位は、H.W.L.125.0m から L.W.L.112.0m

の間で変動するが、解析では平均的な水位として中間水位の W.L.117.0m で固定した。解析は、地山の透水特性を変化させて数多くのケースについて検討したが、概ね以下に示すケース1～3の流れに沿って実施した。

解析に用いた物性値を表-3.6.1に、浸透流解析結果を図-3.6.4に示す。まず、ケース1として、透水係数及び有効間隙率は類似の頁岩主体の地点における試験値を用い、比貯留係数は既往の事例²³⁾を参考に設定し、不飽和浸透特性については砂質土の不飽和浸透特性²⁴⁾を用いて解析を実施した。

表-3.6.1 解析に用いた地山の透水特性

ケース	地質区分	透水係数 (cm/s)	比貯留 係数 (l/m)	有効 間隙率	不飽和 浸透特性
1	C _H	1×10^{-5}	1×10^{-7}	0.05	砂質土の 不飽和浸 透特性 ²⁴⁾
	C _M	1×10^{-5}	1×10^{-7}	0.05	
	C _L	2.6×10^{-4}	1×10^{-7}	0.10	
	D・崖錐	1×10^{-3}	1×10^{-5}	0.30	
	すべり面	2.8×10^{-4}	1×10^{-5}	0.30	
2	C _H	1×10^{-5}	1×10^{-7}	0.05	同上
	C _M	1×10^{-4}	1×10^{-7}	0.05	
	C _L	2.6×10^{-4}	1×10^{-7}	0.10	
	D・崖錐	1×10^{-3}	1×10^{-5}	0.30	
	すべり面	2.8×10^{-4}	1×10^{-5}	0.30	
3	C _H	1×10^{-5}	1×10^{-7}	0.05	同上
	C _M	1×10^{-4}	1×10^{-7}	0.05	
	C _L	2.6×10^{-4}	1×10^{-7}	0.10	
	D・崖錐	1×10^{-3}	1×10^{-5}	0.30	
	すべり面	1×10^{-1}	1×10^{-5}	0.30	

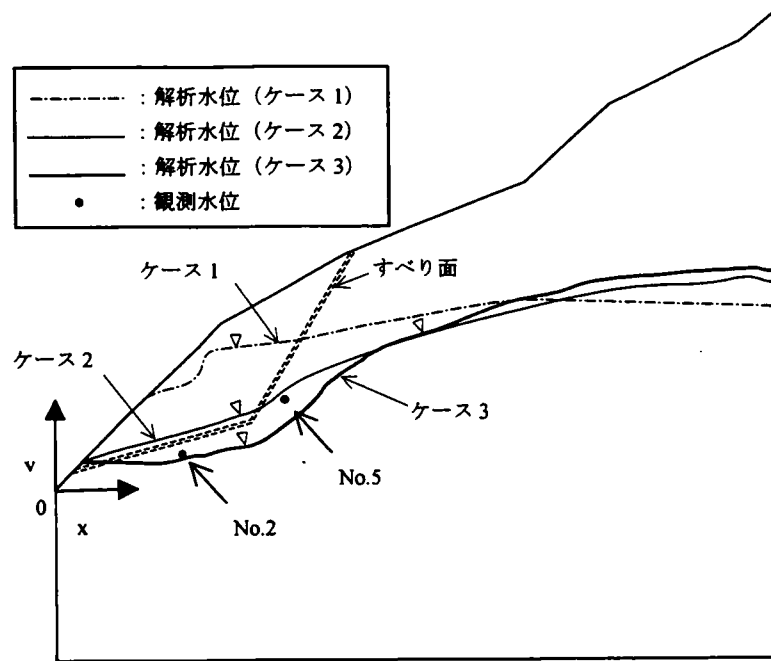


図-3.6.4 浸透流解析による地下水位面

図-3.6.4 に示すように、ケース1では、解析結果の水位が観測水位を大きく上回っている。ケース2では、 C_M 級の透水係数のみをやや高透水性に設定したところ、No.5の水位については観測水位と整合する結果を得たが、No.2の水位についてはすべり面よりも上部に水位が位置し、観測水位とは異なる結果となった。そこで、つぎに、すべり面の透水性を高透水性に設定したケース3の解析を実施したところ、両水位ともに、すべり面との位置関係が整合する結果が得られたため、この値をもって当該斜面の透水特性を同定できたものと判断した。以降の解析はケース3の物性値を用いて実施したものである。なお、すべり面が比較的高透水であることは、すべり面に粘土を介在していないという地質調査結果とも整合するものである。

(2) 連続強降雨時の浸透圧の評価

解析モデルへ入力する連続強降雨は、地すべりが確認された1976年1月の前年である1975年の観測降雨のうち、一雨の総降雨量が最大となる降雨を選定した。図-3.6.5中の棒グラフに選定した降雨波形を示す。当該降雨は、1975年8月16～23日の8日にわたって降り続き、総降雨量614mm、最大時間雨量25mm/hr(経過時間 $T=170$ hr)を記録している。

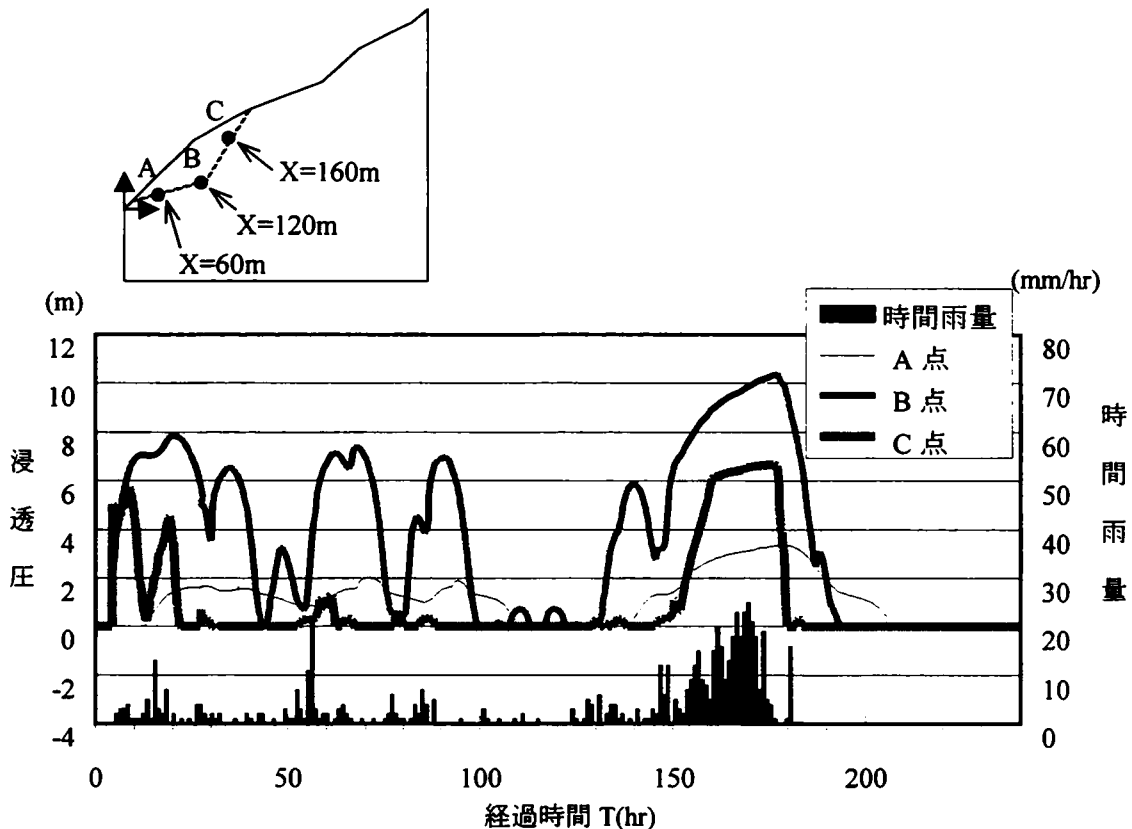


図-3.6.5 すべり面上の代表点における浸透圧の経時変化

降雨波形を与えた解析は、前述の透水特性の同定解析に連続して実施した。すなわち、一定強度の降雨を1年以上連続して与え、ほぼ定常状態となった後に図-3.6.5に示した時間雨量の時系列変化を与えた解析を実施した。また、湛水池の水位変動は透水特性の同定時と同様に考慮せず、中間水位の W.L.117.0m に固定している。

図-3.6.5 中の折れ線グラフに、すべり面上の代表点における浸透圧の経時変化を示す。地表に近いC点では、降雨初期時間帯である $T=30\text{hr}$ までは降雨の強弱に同期して浸透圧が変化しているものの、その後 $T=150\text{hr}$ までの時間帯ではほとんど浸透圧が上昇していない。B点では、いずれの時間帯でも降雨強度に同期した比較的明瞭な浸透圧の変化が見られるが、浸透圧がピークとなる時間帯が、降雨強度のピークより約5時間程度遅れるという特徴が見られる。A点は、他地点と比べ降雨強度に対する浸透圧の変化は明瞭でなく、時間遅れを伴いながら緩やかに変動している特徴が見られる。

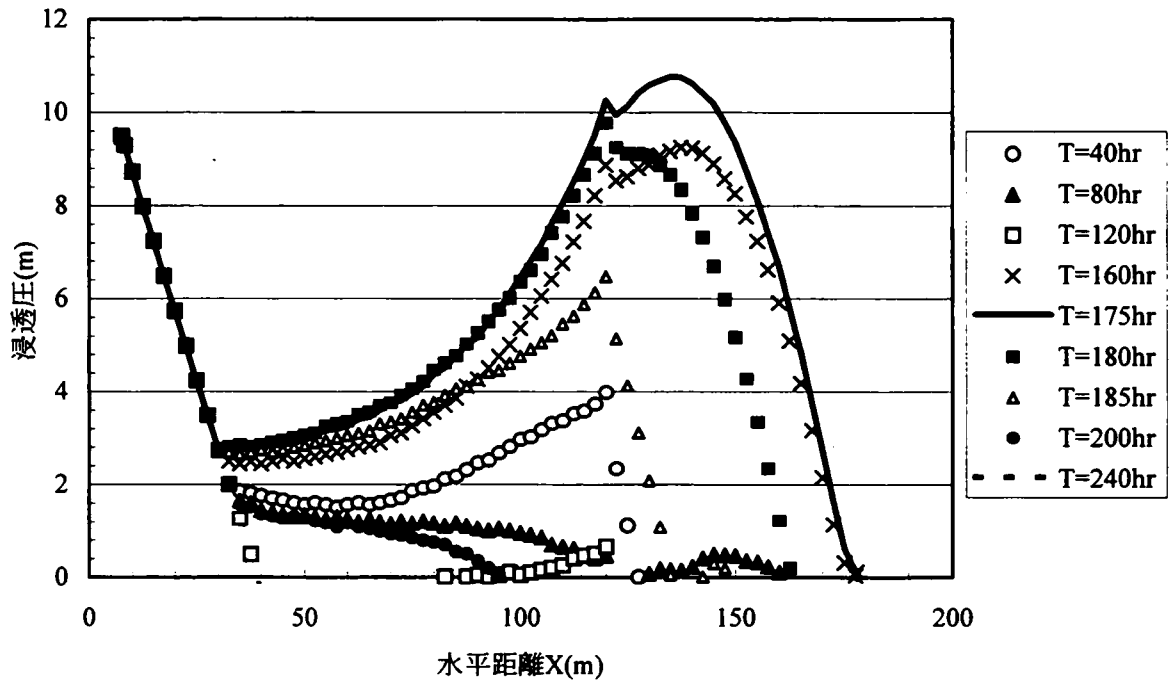
これらは、つぎのような現象により発生していると推察される。

まず、強降雨により地表面付近が直ぐに飽和状態となり、地表に近いC点の浸透圧が上昇するものの、すべり面が高透水であるため、すぐに浸透水が下流に流動して浸透圧が低

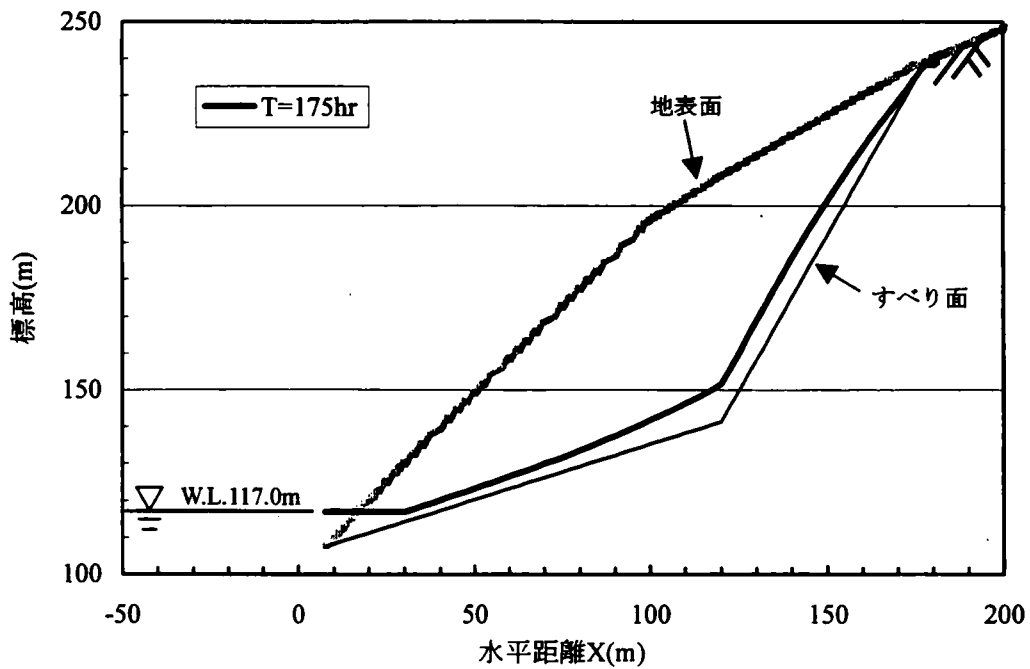
下する。また、斜面全域からの降雨浸透水は、地山全体の地下水位を上昇させ、比較的深部であるB点の浸透圧を上昇させるものの、岩盤が比較的難透水であるため、降雨強度に対して時間遅れが生じる。さらに、すべり面下端に近いA点では、表層からの浸透水よりも、すべり面を流動する浸透水の方が浸透圧を上昇させていると見られ、そのため降雨強度に対する反応が小さい。このように、すべり面上では地表面（降雨浸透地点）からの距離やすべり面の構造により浸透圧の発生形態が異なり、浸透圧は一様に作用していないことが明らかとなった。なお、いずれの点でも連続した強降雨が始まる $T=150\text{hr}$ 付近から浸透圧が上昇し、降雨が最大時間雨量を観測した時刻（ $T=170\text{hr}$ ）直後の $T=175\text{hr}$ 付近で各点共に最大値を示している。

また、図-3.6.6(a)にすべり面に作用する浸透圧の経時変化を示す。 $X=0\sim 40\text{m}$ 付近は湛水による水圧の影響が含まれている。 $T=120\text{hr}$ までは降雨強度があまり大きくないこともあり、すべり面に大きな浸透圧は作用していない。また $X=120\text{m}$ より山側の地点では、浸透圧はほとんど作用していない。連続した強降雨条件となる $T=160\text{hr}$ では、すべり面全体に大きな浸透圧が作用しており、その後降雨強度が最大となる直後の $T=175\text{hr}$ では、 $T=160\text{hr}$ 時の浸透圧分布に比べ、比較的深部に位置する $X=120\sim 150\text{m}$ 付近の浸透圧が上昇し、 $X=130\text{m}$ 付近にピーク水圧値（約 11m ）をもつ分布となる。さらに、降雨強度が0となる $T=180\text{hr}$ 以降は、山側の高角度すべり面部から浸透圧が急激に低下し、降雨停止20時間後の $T=200\text{hr}$ では、すべり面にほとんど浸透圧は残留していない。これは、すべり面が高透水であるため、すべり面及びすべり面周辺の地下水が、降雨浸透水の供給が停止すると直ぐに速やかに排水されているためであると推察される。

図3.6.6(b)の、降雨強度が最大となった直後の $T=175\text{hr}$ 時の浸透圧分布に示すように、降雨浸透はすべり面に作用する浸透圧を上昇させる原因となることを解析的に明らかにした。



(a) 浸透圧の経時変化



(b) すべり面における浸透圧分布形状 (T=175hr)

図-3.6.6 すべり面に作用する浸透圧

(3) すべり安全率の評価

連続強降雨に伴う浸透圧の変動によって生じるすべり安全率の変化を簡易 Janbu 法により検討した。すべり面の強度定数については、 $T=0\text{hr}$ 時すなわち年間平均雨量を与えて定常状態となった状態の安全率を 1.00 として逆算法により求めた。その際、経験的に得られた地すべり層厚と粘着力の関係¹⁶⁾から、粘着力 $c=24.5\text{kPa}$ として内部摩擦角を逆算し、 $\phi=29.5^\circ$ を得た。また、すべり岩塊の単位体積重量は 25.5kN/m^3 を用いた。なお、すべり面周辺の C_M 級岩盤部分のボーリングコアを用いた試験結果によると、一軸圧縮強度 $4.86 \times 10^4\text{kPa}$ 、引張強度 $8.8 \times 10^3\text{kPa}$ であった。モールの応力円の共通接線を考慮すると、粘着力 $1.03 \times 10^4\text{kPa}$ 、内部摩擦角 43.9° となり、この強度を有する岩盤ですべりを生じ難く、このことから弱面の存在が裏付けられる。

逆算により求めた粘着力と内部摩擦角を用いて、連続強降雨時の浸透圧をすべり岩塊に作用させ、すべり安全率の経時的な変化を求めた結果を図-3.6.7 に示す。降雨強度が大きくなると安全率が低下し、降雨強度が最大となった直後、浸透圧が最大値となるため、 $T=175\text{hr}$ において安全率が初期状態 1.00 に対し最低値 0.92 となり、定常状態（連続強降雨前）と比較すると 8%の安全率低下となる。なお、 $T=120\text{hr}$ 付近の安全率は 1.00 を越える結果となっている。これは、年間の平均降雨が連続し定常状態となった状態の安全率を 1.00 と設定しているため、 $T=120\text{hr}$ 付近のように降雨強度が比較的小さい範囲では一時的に浸透圧が小さくなる為であると推察される。

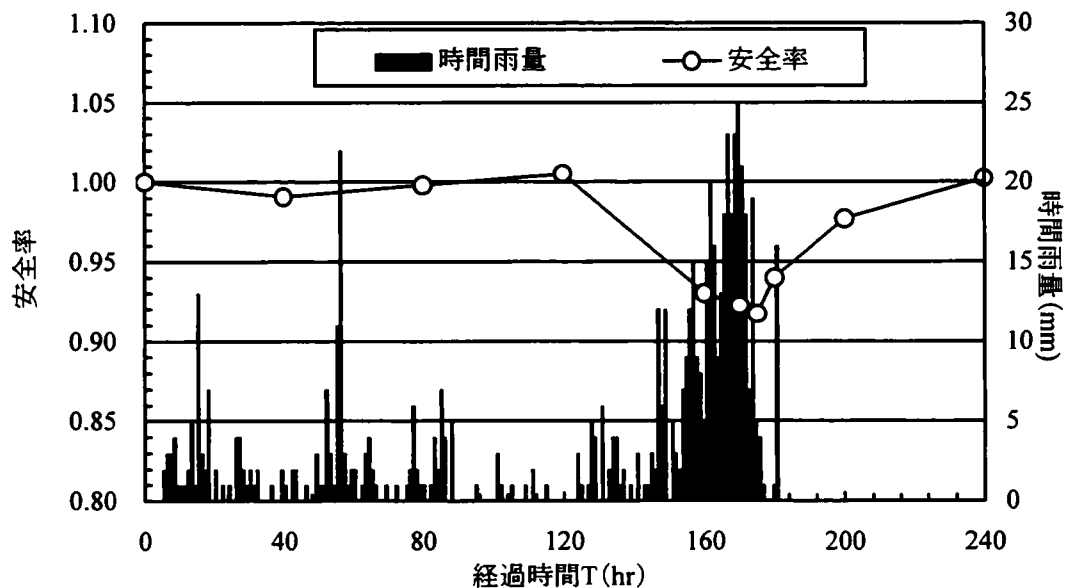


図-3.6.7 すべり安全率の経時変化

一方、貯水位の低下に伴うすべり安全率の低下を試算した。極端な条件として、図-3.6.8に示すように、H.W.L.125m から、地すべりを確認した前年の最低水位である W.L.102m への水位急低下による残留間隙水圧を 100%であると仮定し、安全率を計算すると初期状態 1.00 に対し 0.99 となり、満水時から 1%の安全率低下となる。

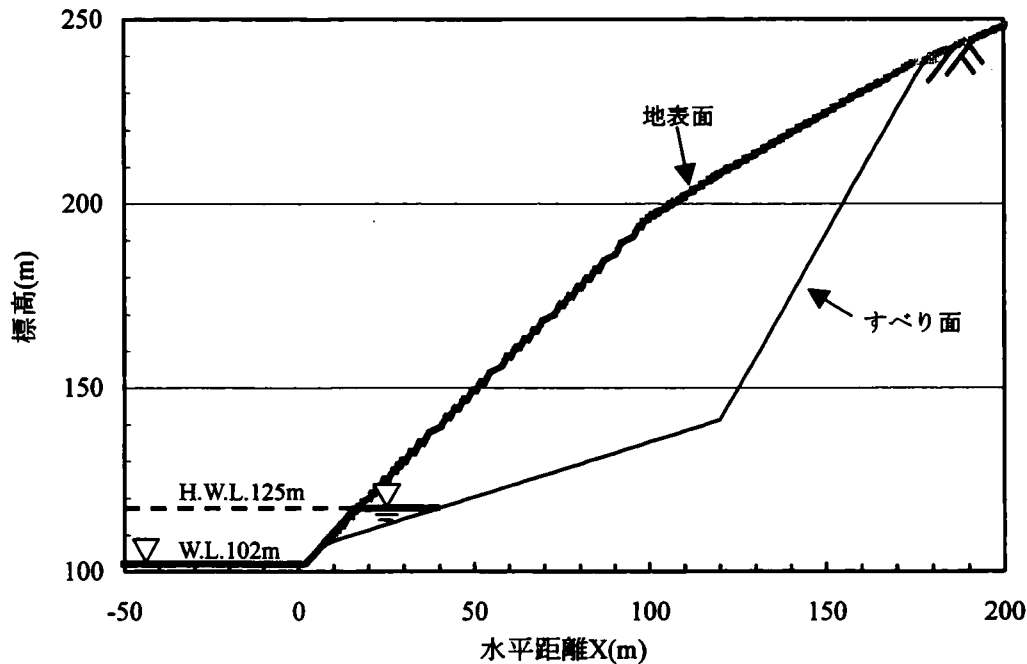


図-3.6.8 水位変動時の試算に用いた地下水位条件

既往の事例によると、地すべり滑動前後の安全率の低下量は 5%を越えるものがほとんどである¹⁶⁾といわれている。本事例においては、連続する強降雨条件で5%を越える8%の安全率低下が算定されたことから、この連続降雨がすべりの誘因となった可能性が高いと推察される。

3. 6. 3 岩盤地すべりモデルの適用による地すべり誘因（降雨・水位変動）の評価

ここでは、2. 2. 2 (3) で述べた、C地点のダム湛水池における岩盤地すべり変状事例を対象に、地山の透水特性を同定し、①過去最大の貯水位低下に伴う不連続面上の浸透圧ならびに、②過去最大降雨時の不連続面上の浸透圧を算定し、それぞれについて、極限平衡解析により、すべり安全率を評価して、両者を比較することにより、地すべり発生の誘因とモデルの妥当性について検討する。

(1) 地すべりの発生要因

孔内傾斜計の結果からすべり面は B-2 孔で深度 11.0～11.5m 付近に相当する浅部のすべり面と、B-1 孔で深度 12.5～13.5m 付近、B-2 孔で深度 22.5～23.0m 付近に相当する深部のすべり面が確認された。浅部のすべり面は、D 級～D_H 級の境界付近にあり、風化した D 級の円弧すべり状のすべりであると推察できる。このすべり面の延長は、道路面上にあるクラックのうち、測線位置に近い内側のクラックに連続すると想定される。

深部のすべり面を有する地すべりは、流れ盤となる地質構造に沿った弱面を素因とする地すべりと推察できる。このすべり面は、斜面頂部の滑落崖に連続し、椅子型のすべり形状を呈するものと推察される。このすべりの誘因としては、以下の①湛水、②地震、③降雨の影響が挙げられる。

①湛水の影響については、地すべり高さ 75m、水没深 50m であるから、水没割合は 67% と比較的大きくなり、また、2. 2. 2 (3) で述べたように伸縮計の変位が貯水位の低下時に生じていることから、湛水の影響は大きいものと推察される。

②地震の影響については、湛水開始から地すべり発生までに震央位置が半径 50km 以内で M6.0 以上の地震は発生していないことから、誘因とはなり難い。

③降雨については、経年的に風化・劣化作用を受けたすべり面に作用した降雨が地すべりの誘因である可能性が高いと推察される。

以上のことから、比較的大規模な深部のすべり面を有する地すべりについて、湛水と降雨の影響について解析的な検討を行うこととした。

(2) 地山の透水特性の同定

A 地点の事例検討と同様に、地山の透水係数を評価するために、図-3.6.9 に示す解析モデルを用いて 2 次元非定常飽和・不飽和の浸透流解析²¹⁾を実施し、地下水位の観測記録に整合するような透水特性を同定した。

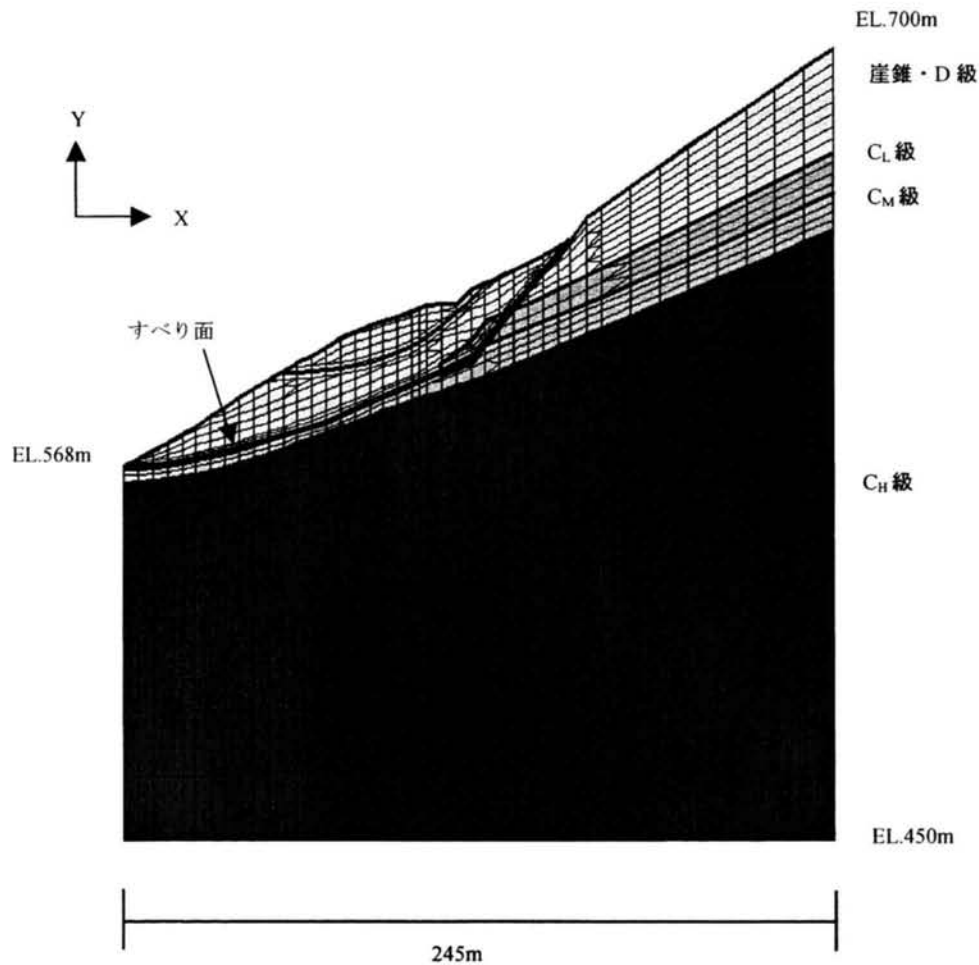


図-3.6.9 浸透流解析モデル

モデル化の範囲は、河床部から当該斜面の山側の尾根までとした。地山内部は地質調査結果に基づき、地表より D・崖錐、 C_L 、 C_M 、 C_H の 4 層に区分した。すべり面は深部のすべり面を鉛直方向で 1.0m 幅の層としてモデル化し、浅部のすべり面は考慮していない。

同定計算に用いた地下水位記録は、計測期間のうち、水位変動が比較的大きく、かつ降雨の少ない 11 日間とした。この期間の降雨量は累積で 19mm と少ないため、降雨の影響は無視し、貯水位変動条件のみを与えた浸透流解析を行い、観測地下水位 B-1 と一致するように、地山の透水係数を同定した。なお、 C_L 層は、現位置透水試験結果によって得られた値を採用し、その他の岩級の透水特性は試験値を参考に解析により同定した。

同定計算開始時の水頭分布については、同時刻の貯水位 (WL.609.47m) を固定条件として、地山の透水係数とモデル山側境界の水位条件を設定して、定常浸透流解析を行い、その結果を非定常浸透流解析による同定計算の初期水頭値とした。非定常浸透流解析の段階

で計算水位と観測水位を比較し、適合性がよくなければ透水係数を変更し、再度、定常解析から繰り返して解析を実施した。合計40ケース以上の解析を実施した結果、同定した地山の透水特性を表-3.6.2に、計算結果と地下水位観測値の比較を図-3.6.10に示す。すべり面の透水係数は $k=1 \times 10^0 \text{ cm/sec}$ となり、比較的高透水であることが推定された。

表-3.6.2 同定解析により決定した透水特性

地層区分	透水係数 (cm/sec)	比貯留係数 (1/m)	有効間隙率	不飽和 透水特性
C_H	1.0×10^{-6}	1.0×10^{-7}	0.05	砂質土の 不飽和透 水特性 ²⁴⁾
C_M	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-7}	0.05	
C_L	6.36×10^{-5}	1.0×10^{-7}	0.10	
崖錐・D	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-5}	0.30	
すべり面	1.0×10^0	1.0×10^{-5}	0.30	

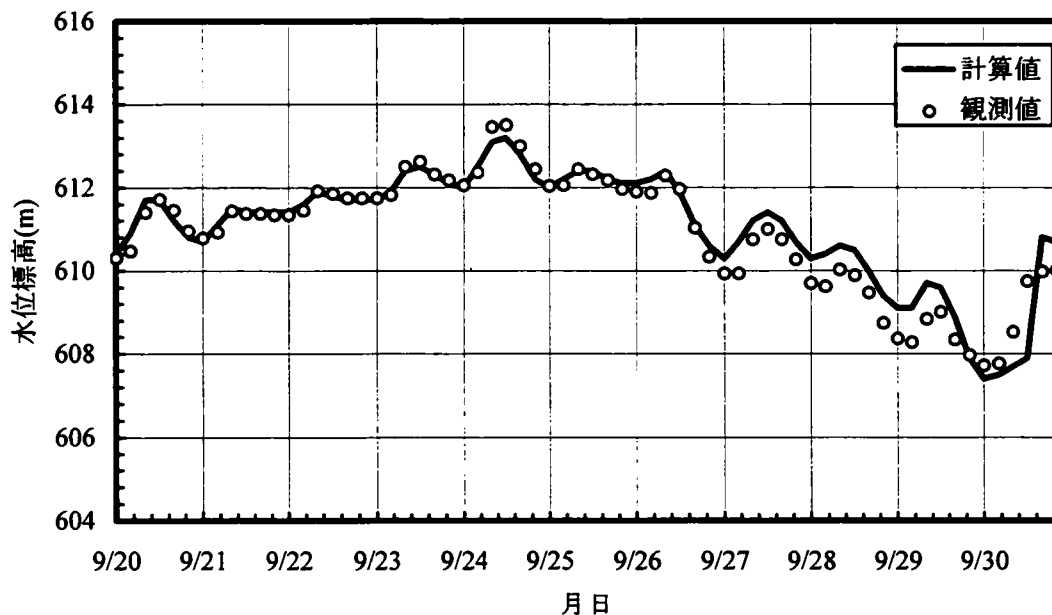


図-3.6.10 同定解析結果

(3) 貯水位低下時の浸透圧とすべり安全率の評価

つぎに、同定された透水特性を用いて、貯水位変動時のすべり面上の浸透圧を非定常浸

透流解析で評価した。モデルに入力する貯水位変動としては、当該地点の実績のうち、日低下量が最大となる貯水位変動を選定した。選定した貯水位変動条件を図-3.6.11 に示す。日低下量が最大となるのは、同図の $T=20\text{hr}$ 以降であるが、解析にはその前日の水位低下を含め、33 時間で 21.30m の水位低下を考慮することとした。なお、この期間に、降雨は観測されていない。

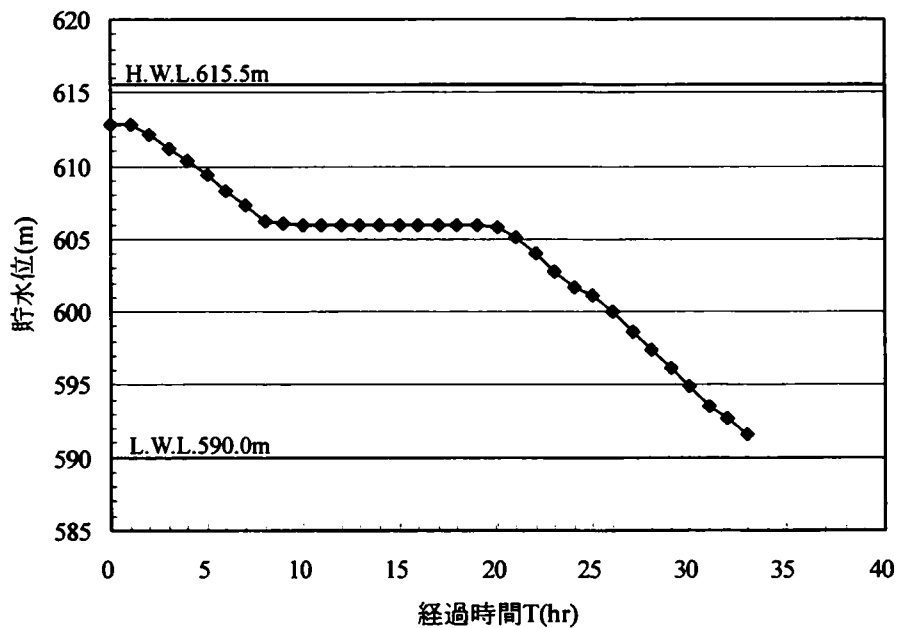


図-3.6.11 貯水位変動条件

すべり面の浸透圧は、同定解析で決定した透水特性を与えたモデルで非定常浸透流解析を行い、すべり面の圧力水頭値をもって評価した。なお、初期水頭分布には、貯水位低下前の水位（W.L.612.9m）で貯水位を固定した条件で実施した定常浸透流解析の結果を用いた。

図-3.6.12 に貯水位低下時のすべり面に作用する浸透圧の変化を示す。貯水位の低下に伴い、すべり面に作用する浸透圧は低下するが、地山の深部では浸透圧が残留している。

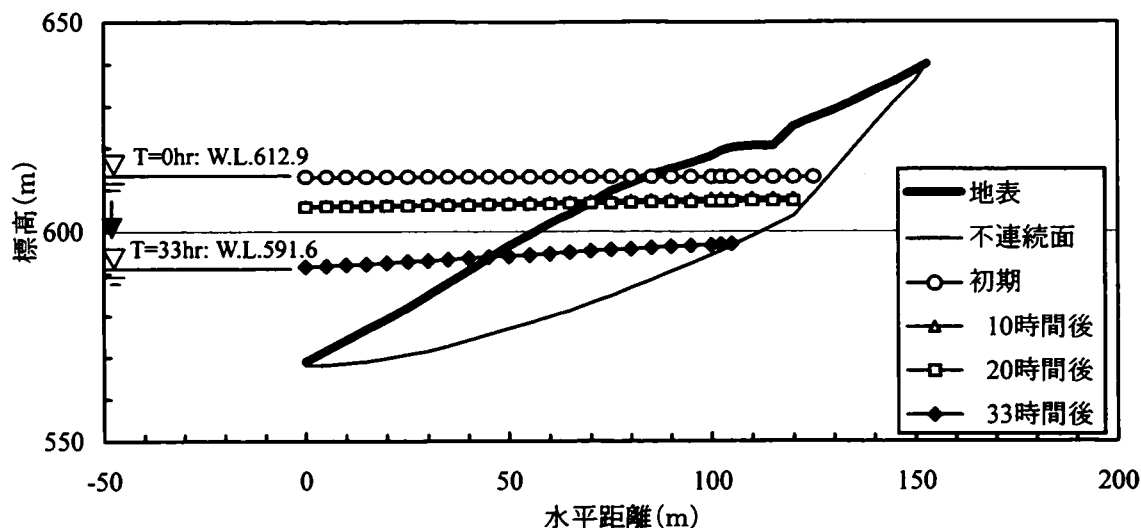


図-3.6.12 すべり面に作用する浸透圧の変化

貯水位低下に伴う安全率の変化を簡易 Janbu 法²²⁾により評価した。すべり面の強度定数は貯水位低下直前の状態で安全率を 1.00 として逆算法により求めた。その際、経験的に得られた地すべり層厚と粘着力の関係¹⁶⁾から、本地点のすべり面の最大層厚が約 25m に相当する粘着力として、 $c=24.5\text{kPa}$ と設定して、内部摩擦角を算定し、 $\phi=18.4^\circ$ を得た。なお、すべり岩塊の単位体積重量は崖錐・D 級で $\gamma=20.9\text{kN/m}^3$ 、 C_L 級で $\gamma=23.9\text{kN/m}^3$ とした。

これらの物性値を用いて算定した貯水位低下に伴う安全率の変化を図-3.6.13 に示す。安全率は、貯水位低下に伴って低下し、 $T=30\text{hr}$ で最小安全率 0.91 となり、水位低下前と比較して安全率が 9%低下する結果となった。

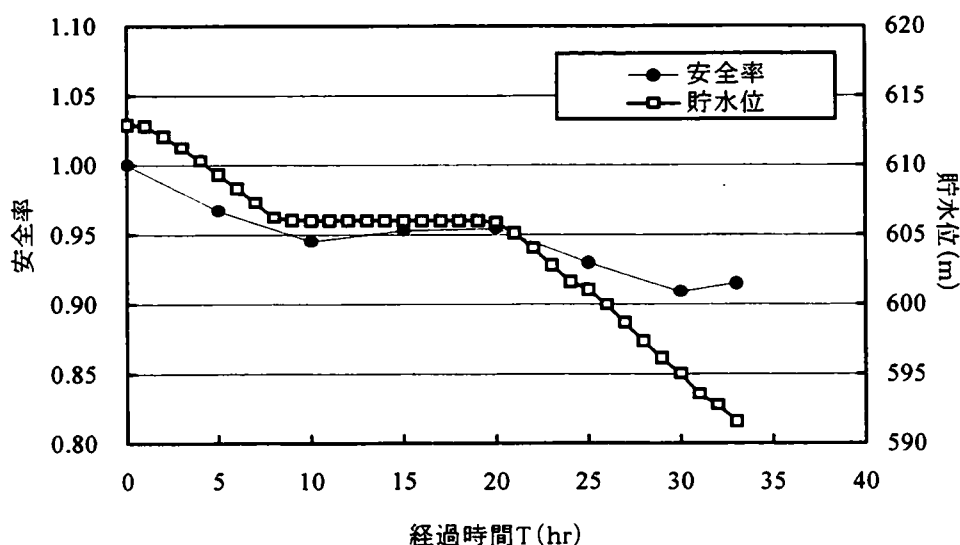


図-3.6.13 貯水位低下に伴う安全率の変化

(4) 降雨時の浸透圧とすべり安全率の評価

つぎに、降雨によるすべり面に作用する浸透圧の変化と、その際のすべり安全率の変化について検討した。地山の透水特性は前述の貯水位低下時の検討と同一の表-3.6.2 に示す値とし、検討対象とする連続強降雨として、ダム運用開始後 27 年間の観測降雨のうち、総降雨量が最大となる降雨を選定した。図-3.6.14 の棒グラフに選定した降雨波形を示す。この解析期間の総降雨量は 447.5mm、最大時間雨量は 42.5mm/hr である。

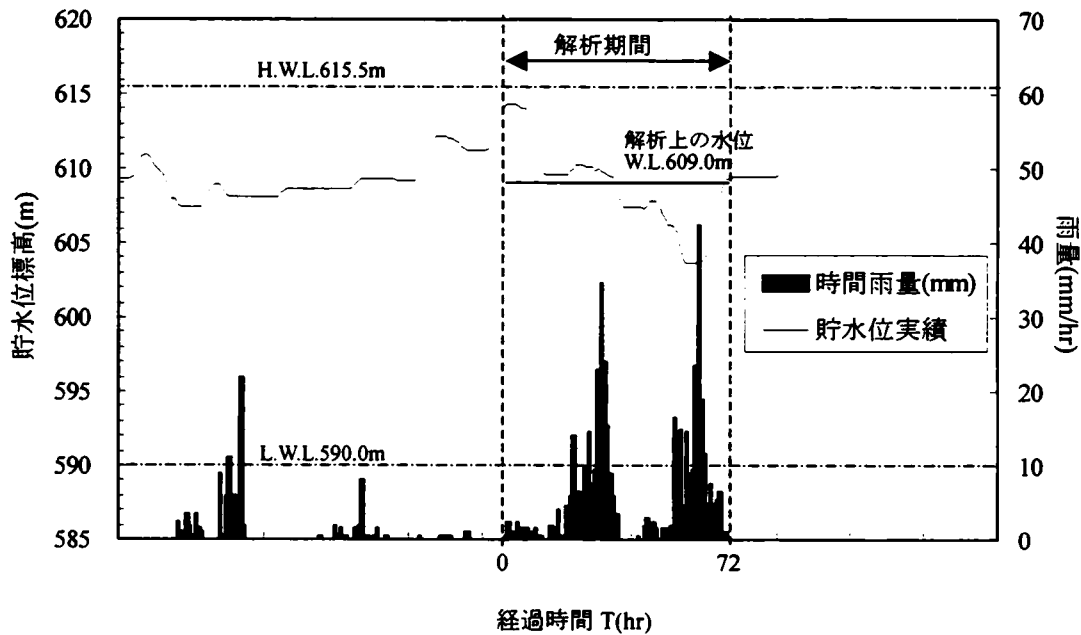


図-3.6.14 降雨条件

降雨波形を与える解析は以下のように実施した。解析モデルの初期水頭分布を求めるために、当該地点の年間平均降雨量(0.20mm/hr)を与えた定常解析を行った。この時の降雨浸透率は一般値である 33%を採用した。これにより求めた水頭値を初期状態として、図-3.6.14 の時間雨量の時系列変化を与えた解析を実施した。なお、観測データでは、選定した時期に貯水位の変動が見られるが、ここでは降雨の影響のみに着目し、解析では期間中の平均水位である W.L.609.0m に固定している。

図-3.6.15 に強降雨時の各時刻におけるすべり面に作用する浸透圧の解析結果の分布形状を示す。強降雨に伴い、浸透圧は、山側に向かって緩やかに上昇している。

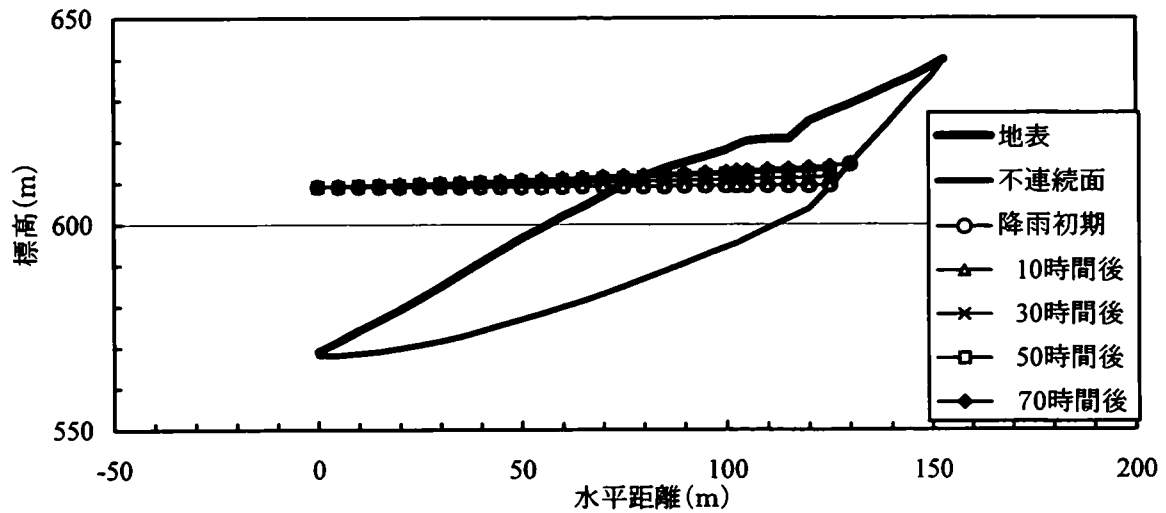


図-3.6.15 すべり面に作用する浸透圧の経時変化

降雨時のすべり安全率の経時変化を図-3.6.16 に示す。すべり面の強度定数は、 $T=0\text{hr}$ 時の安全率を 1.00 として逆算法により求めた。すなわち、前述の水位変動を考慮した場合と同じく、粘着力を $c=24.5\text{kPa}$ と設定して内部摩擦角を逆算し、 $\phi=18.4^\circ$ とした。安全率は降雨強度の変化に追従して変化し、降雨がピークとなった直後の $T=64\text{hr}$ において初期状態 1.00 に対し最小安全率が 0.93 となる。すなわち降雨開始時に比べると安全率が 7%低下する。

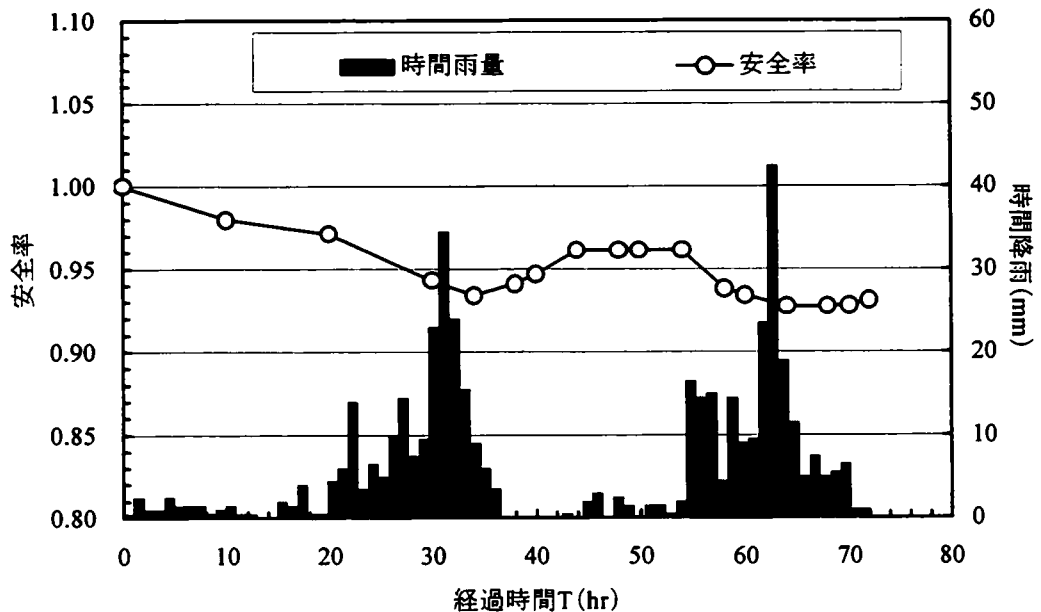


図-3.6.16 すべり安全率の経時変化

(5) 地すべり発生の誘因の評価

既往最大となる貯水位低下と降雨について、それぞれの安全率の変化を比較すると、貯水位低下による安全率の低下が9%、降雨による低下が7%となり、いずれも5%を越える安全率の低下が生じた。すなわち、水位低下と降雨ともに今回の地すべり発生の誘因となった可能性があると考えられる。

3. 6. 4 岩盤地すべりモデルの評価

本節では、既往の2例の岩盤地すべりを対象に、すべり面をモデル化した浸透流解析と安定解析を適用し、すべりの発生機構とモデルの妥当性について検討した。

A地点湛水池斜面の変状の要因は、新第三紀の堆積岩（砂岩・頁岩互層）の流れ盤構造と層中に存在する破碎帯にある。誘因は、連続降雨あるいは貯水位変動が挙げられていた。そこで、連続降雨に起因してすべり岩塊に作用する浸透圧の経時変化を解析的に検討し、さらに、この浸透圧をすべり岩塊に作用させ、極限平衡解析によりすべり安全率の経時的な変化を検討した。その結果、ピーク降雨強度となった約5時間後に浸透圧は最大となり、安全率は定常時に比べて8%低下することを示した。一方、貯水位低下に伴う安全率の変化は、極端に浸透圧が残留する場合でも1%の低下であった。これによって、解析に用いた連続強降雨がすべり発生の誘因であった可能性が高いことが示された。

また、C地点湛水池斜面の岩盤地すべり事例に対して、既往最大の貯水位低下及び降雨について、それらが生じた場合の不連続面上の浸透圧を解析的に評価し、すべり安全率について検討した。その結果、貯水位低下時に安全率は9%低下、降雨時に安全率は7%低下し、いずれもすべり発生の誘因となる可能性があることを示した。計測結果によれば、貯水位低下時に伸縮計の伸びが計測されており、今回の解析の妥当性を示しているものと推察される。

以上のように、実際の変状事例を解析的に再現することができたことから、設定した岩盤地すべりモデルの妥当性が示されたと推察できる。

3. 7 まとめ

本章では、第2章で課題として挙げた、湛水池周辺斜面の全ての崩壊形態を対象とした統一的な安定管理手法として、「地形や変状履歴に着目した斜面安定管理手法(安定管理手法A)」を開発し、類似手法との比較や実斜面への試行を通して、提案手法の有効性や適用性を評価した。その結果、以下の結論が得られた。

- ① 本研究に着手した1990年代当初、統一的な斜面評価手法として公表されていた道路局手法をベースに、湛水の影響、変状の進行性の評価、保安物件への影響などを加味して、湛水池斜面管理用の独自の評価手法を開発した。本手法は、「地すべり」だけでなく、「崩壊」、「土石流」などの変状形態を評価できる、評価結果から必要な対応策を選定できるなど、実用的な特徴を有している。
- ② 本手法と同時期に策定された機関の手法（エネ庁手法、道路局手法）と比較した結果、評価可能な変状形態に対する多様性、湛水池斜面に対する適用性、評価結果に基づく対応策の基準化などの総合面で提案手法が優れていることを示した。また、幾つかの実斜面に対して、提案手法と他機関の手法を比較した結果、本手法による評価と類似手法による評価は概ね一致し、提案手法による評価の妥当性が示された。
- ③ 1府7県に点在する50ヶ所のダム湛水池の周辺斜面に提案手法を試行した結果、372斜面が抽出され、そのうち15斜面を要管理斜面と特定して、詳細調査、計測管理、対策工などを実施した。これらの一連の試行を通して、本手法が湛水池斜面管理手法として、汎用性と信頼性のある実用的な手法であることが示された。
- ④ 湛水池斜面において変状を示した2ヶ所の岩盤地すべり事例を対象に、不連続面をモデル化して浸透流解析と安定解析を実施し、岩盤地すべり発生の誘因について検討するとともに、検討モデルの妥当性を検証した。この結果、A地点の事例では岩盤地すべりの誘因は連続的な降雨にあること、C地点の事例では、貯水位低下及び降雨が主要な誘因であることを定量的に示すとともに、不連続面をモデル化した解析手法の有効性を具体的事例で示した。

以上より、ダム湛水池周辺斜面に対する実用的で信頼性の高い斜面安定管理手法が確立できた。本手法は、1996年に「地山（斜面）調査ガイドブック」としてまとめられ、その後、運用されている。

第3章 参考文献

- 1) 建設省道路局：防災点検ガイドブック（案），建設省道路局，1990.
- 2) 中村幾雄，大西有三：水力発電施設周辺における斜面安定管理手法の開発，土木学会論文集投稿中
- 3) 高速道路調査会：昭和55年度異常気象時の土構築物の災害予知と災害復旧に関する調査報告書，1981.
- 4) 小橋澄治：斜面安定，鹿島出版会，1975
- 5) 建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室：自然斜面の崩壊とその対策に関する調査研究報告（その1），建設省土木研究所資料，1979.
- 6) 建設省砂防部監修：斜面崩壊防止工事の設計と実例—急傾斜地崩壊防止工事技術指針一，全国砂防治水協会，1982.
- 7) 安江朝光：地震とがけ崩れ，砂防および地すべり講義集，1980.
- 8) 小椋政治，梅森雄一：寒河江ダム貯水池周辺地すべりのグレード区分について，建設省東北地方建設局管内技術研究発表会予稿集,pp.123-128，1982.
- 9) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準，設計ダム，1981.
- 10) 建設省河川局砂防部砂防課：土石流危険溪流及び危険区域調査要領，1978.
- 11) 日本国有鉄道：土石流など広域災害検査要領，1974.
- 12) 農林水産省林野庁：山地災害危険地区調査要領，1983.
- 13) 京都大学防災研究所：土石流危険度の評価法に関する研究，1978.
- 14) 渡正亮，酒井淳行：地すべり地の概査と調査の考え方，建設省土木研究所資料第1003号，1975.
- 15) 通商産業省資源エネルギー庁編：斜面部の安定性診断マニュアル，通商産業省資源エネルギー庁，1996.
- 16) 建設省河川局監修，国土開発技術研究センター編集：貯水池周辺の地すべり調査と対策，山海堂，1995.
- 17) 斉藤迪孝：実証土質工学，技報堂出版，pp.144-160，1992.
- 18) 例えば，野崎 隆司：貯水池周辺岩盤斜面の降雨・貯水位変動時及び地震時安定性のケーススタディ，電力土木，pp.38-43，No.271，1997.
- 19) 中村 幾雄，大西 有三，大津 宏康：ダム湛水池斜面における岩盤地すべりの発生機構に関する検討，土木学会論文集投稿中

- 20) 西垣 誠：有限要素法による飽和不飽和浸透流解析 AC-UNSAF2D, 1999.
- 21) Janbu.N. : Application of composite slip surfaces for stability analysis, Proc.European Conf.Stability of Eath Slopes,Vol.3, pp.43-49, 1954.
- 22) 地下水ハンドブック編集委員会：地下水ハンドブック，建設産業調査会，1989.
- 23) 建設省河川局治水課編：河川堤防の浸透に対する調査要領，2000.

第4章 湛水池斜面の安定性に関する解析的検討

4. 1 概説

大規模水位変動を受ける湛水池斜面では、貯水位低下時の残留間隙水圧などの影響が大きくなるため、大規模な地すべりが発生する恐れがある。しかしながら、大規模な水位変動が残留間隙水圧や斜面の安定性に及ぼす影響について研究した事例はほとんど見られない。

そこで、本章では、大規模水位変動を受ける湛水池斜面内の岩盤地すべりを対象として解析的検討を試みる。

第2節においては、潜在的な不連続面が存在すると仮定した岩盤地すべりのモデル斜面を対象に、貯水位低下速度や不連続面の透水性をパラメータとした浸透流解析を実施し、これらのパラメータが不連続面上の水圧（浸透圧）に及ぼす影響について基礎検討を実施する。さらに、潜在不連続面が存在すると仮定したモデル斜面において、その不連続面に対し初期状態において安全率が1.00となるよう逆算により設定した c 、 ϕ に対する安全率の低下度合い（以下、安全率低下係数と呼ぶ）を、算定した浸透圧を用いた極限平衡解析により求め、浸透圧が斜面の安定性に及ぼす影響について事例検討を行う。同様に、岩盤地すべりモデル斜面を対象に、降雨強度をパラメータとした浸透流解析を実施し、これらの因子が不連続面上の水圧（浸透圧）に及ぼす影響について検討するとともに、安全率低下係数を、算定した浸透圧を用いた極限平衡解析により求め、浸透圧が斜面の安定性に及ぼす影響について事例検討を行う。さらに、大規模水位変動と降雨が、斜面の安定性に及ぼす影響を安全率低下係数の比較検討により行う。

また、第3節では、地形的な特徴からのみでは抽出が困難な岩盤地すべりの早期発見を目的として、潜在不連続面によって形成される岩盤地すべり形状の抽出法について提案する。地すべり形状の安定性は、斜面の形状、不連続面の幾何学特性と強度特性、貯水位運用条件、不連続面の透水特性などに大きく依存するものと推察される。ここでは、ある地形条件、貯水位運用条件が与えられたときに、不連続面の幾何学的な配置状態により、どの程度の大きさの岩盤地すべりが発生する可能性があるか、という視点に立ち、潜在岩盤地すべりの形状の抽出法について検討を行う。また、この抽出法を既往の岩盤地すべり事例に適用し、抽出法の妥当性を検討する。

4. 2 大規模水位変動及び降雨が斜面の安定性に及ぼす影響の検討

本節では、不連続面を有するモデル斜面を対象として、大規模水位変動及び降雨が斜面の安定性に与える影響の比較を行う。

4. 2. 1 大規模水位変動が斜面安定性に及ぼす影響

モデル斜面を対象として、不連続面の透水特性をパラメータとした浸透流解析を実施し、これらのパラメータが不連続面上の浸透圧に及ぼす影響を解析的に検討することにより、急速な水位低下を受ける湛水池斜面の残留間隙水圧の評価を行う。さらに、安全率低下係数を算定した浸透圧を用いた極限平衡法により求め、浸透圧が斜面の安定性に及ぼす影響について検討を行う。

(1) 大規模水位変動が浸透圧に及ぼす影響

斜面勾配約 30° のモデル地山内に不連続面で構成される岩盤地すべり形状が存在する場合を想定し、貯水位低下速度及び不連続面の透水性が不連続面上の浸透圧に及ぼす影響を2次元非定常飽和・不飽和浸透流解析¹⁾により検討する。

解析モデルを図-4.2.1 に、解析条件を表-4.2.1 に示す。この斜面形状は揚水発電所計画地点にある一つの斜面をモデルとしている。ただし、地山内部の不連続面は実際に確認されているものではなく、仮定したものである。

地山内の不連続面の透水特性は、高透水 (1×10^{-1} cm/sec)、中透水 (1×10^{-4} cm/sec) と難透水 (1×10^{-6} cm/sec) の3種類を設定し、斜面の基岩部は地表から、D、C_L、C_Mの3層からなるものと設定し、その透水特性は一般的な値を考慮し、3. 6. 2に示したA地点の事例解析と同一の値とした。貯水位変動条件は、揚水発電所計画地点における値を参考に、水位低下幅を55mとし、水位低下速度を6.1m/hr(計画地点の下部ダムでの平均水位低下速度55m/9hrに相当)及び10.6m/hr(同上部ダムでの平均水位低下速度95m/9hrに相当)の2種類とした。なお、初期の地下水位面として、貯水位と同標高すなわちH.W.L.から水平にあるものとした。

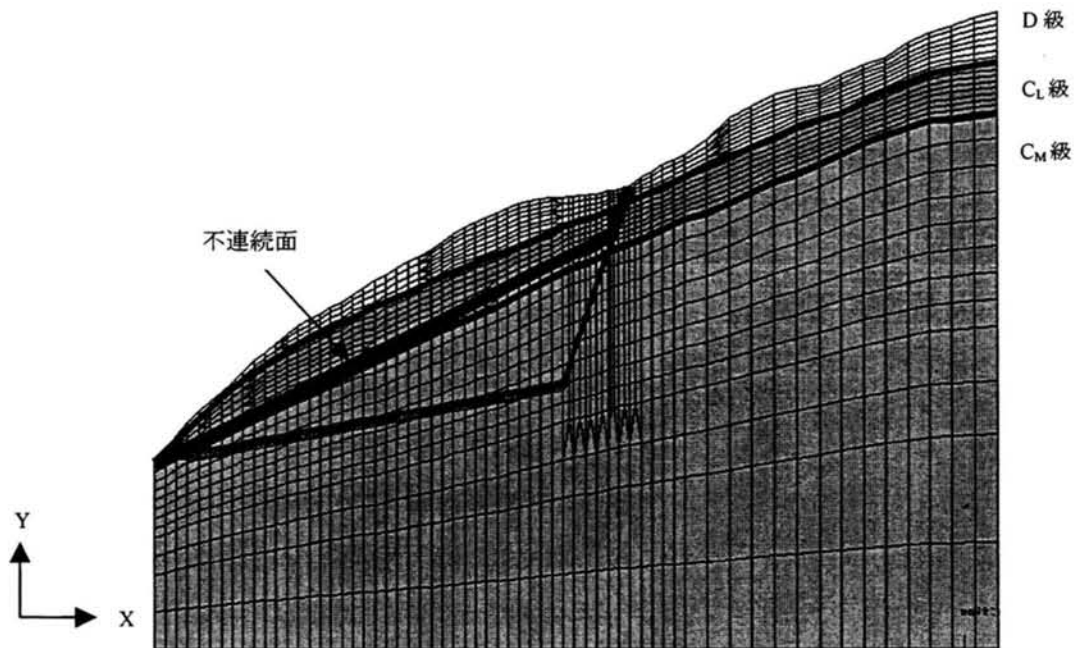


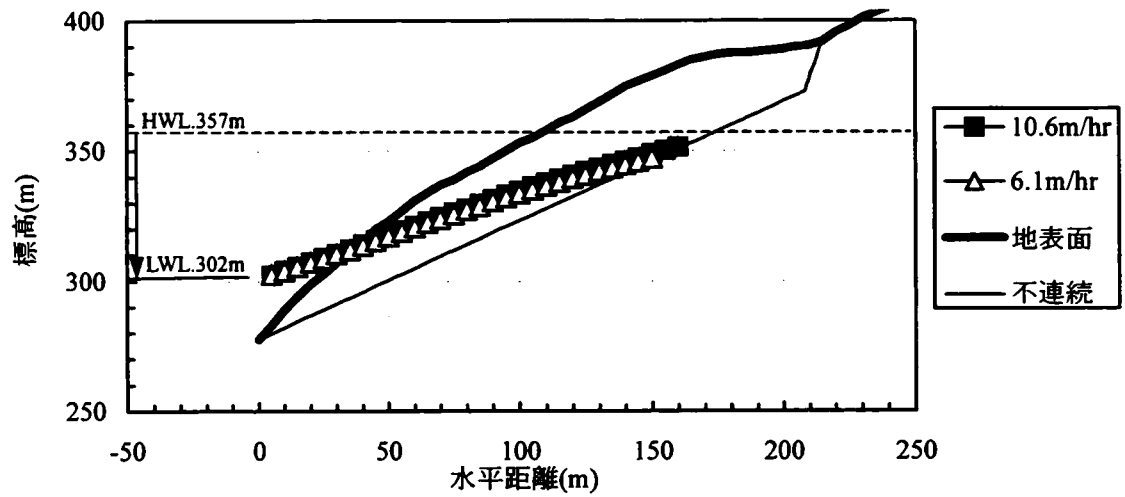
図-4.2.1 解析モデル

表-4.2.1 解析条件

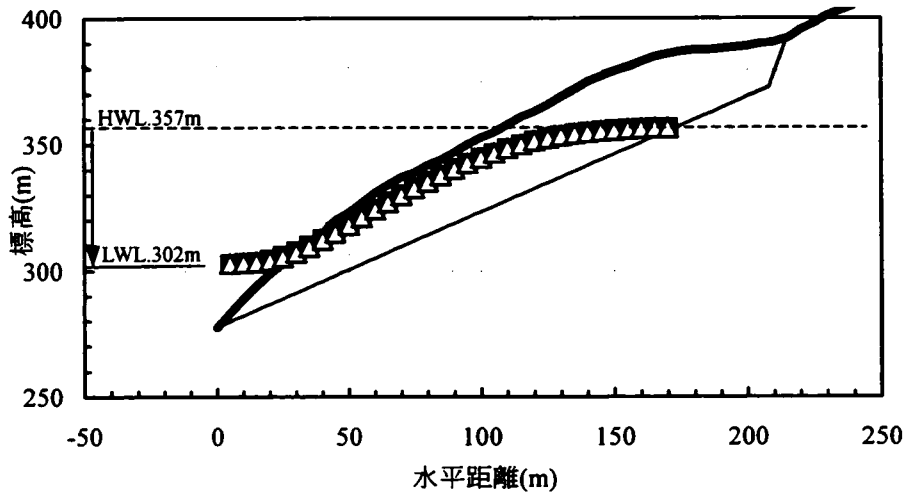
モデル		高透水	中透水	難透水
透水係数 (cm/sec)	C _M 級	1×10^{-4}	←	←
	C _L 級	2.6×10^{-4}	←	←
	D 級	1.0×10^{-3}	←	←
	不連続面	1.0×10^{-1}	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-6}
水位低下速度 (m/hr)		6.1, 10.6 (0.5m/day: 一般水力)	←	←

図-4.2.2、図-4.2.3 に、貯水位が 55m 水位低下した時点の不連続面上の浸透圧を示す。これらの図より、以下のことがわかる。

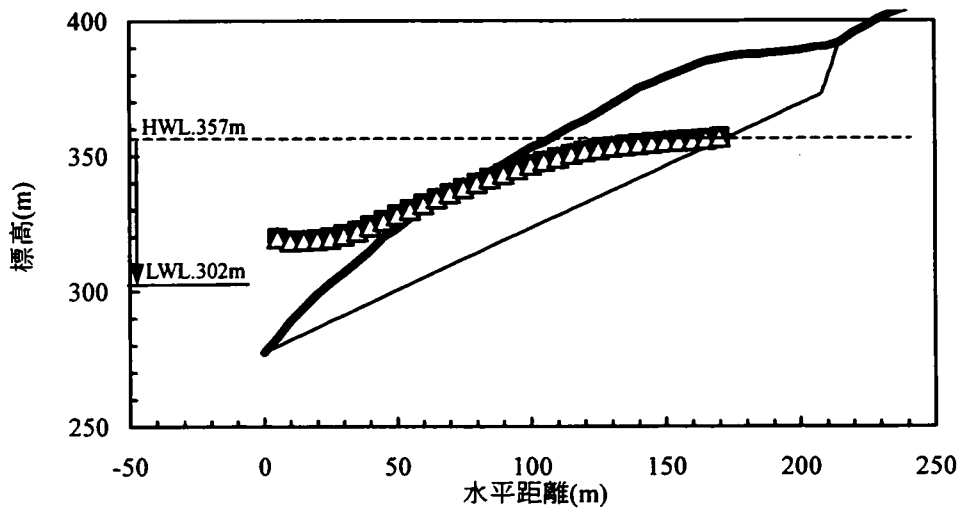
- ①不連続面の浸透特性に係わらず、貯水位低下速度 6.1m/hr と 10.6m/hr では、不連続面上の浸透圧に大きな差異は認められない。
- ②不連続面上の浸透圧は、不連続面が難透水であるほど大きい。



(a) 不連続面が高透水 ($k=1 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$)



(b) 不連続面が中透水 ($k=1 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$)



(c) 不連続面が難透水 ($k=1 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$)

図-4.2.2 不連続面上の浸透圧 (水位低下速度による比較)

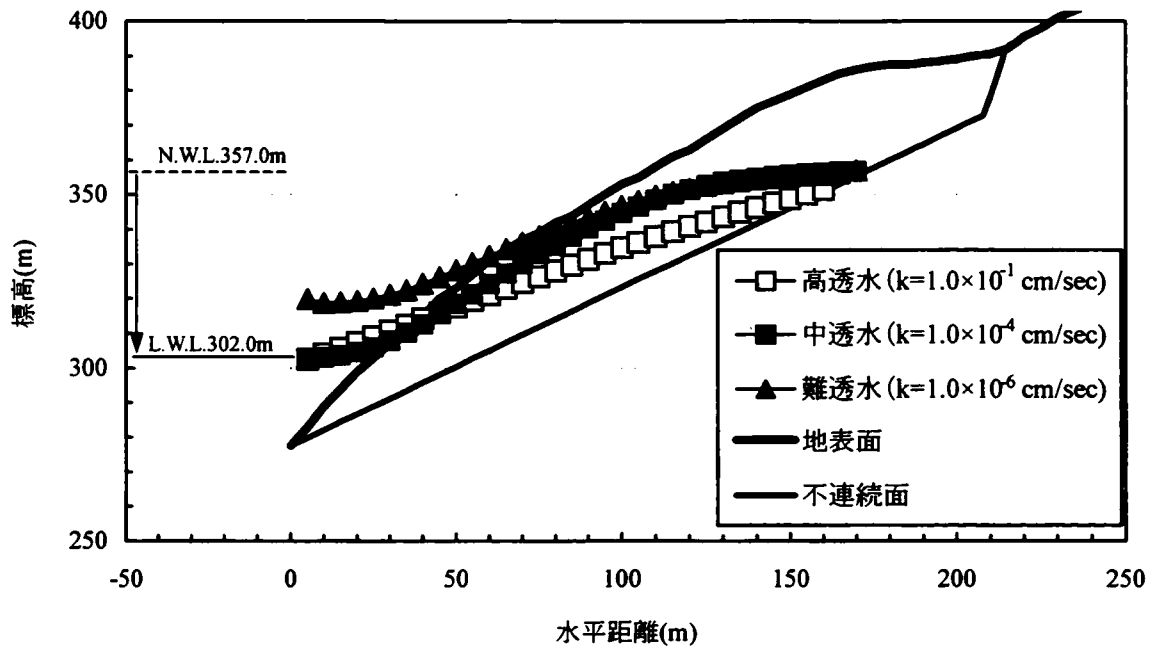
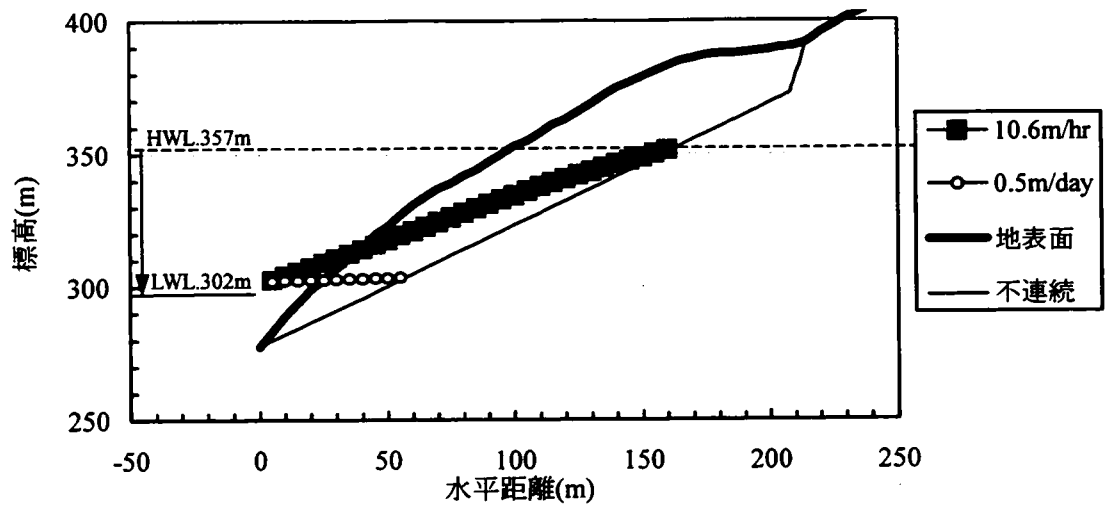


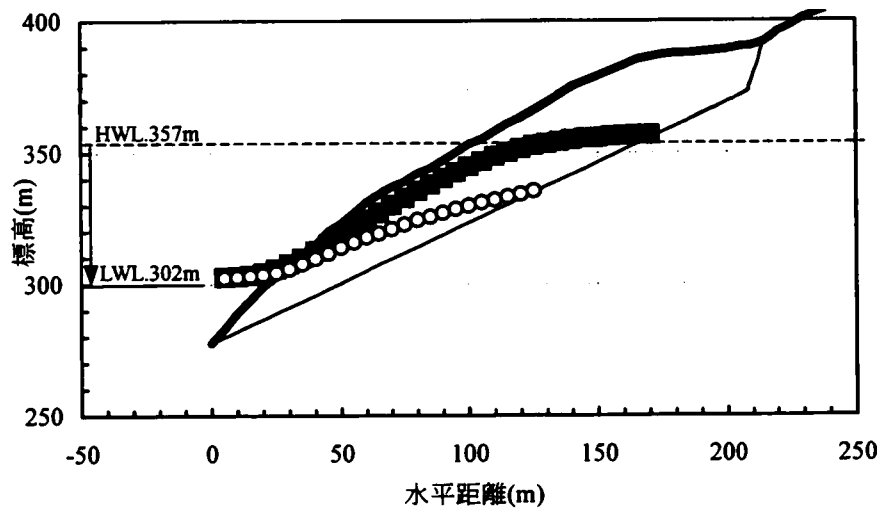
図-4.2.3 不連続面上の浸透圧（水位低下速度 10.6m/hr、不連続面の透水性による比較）

なお、水位低下速度を 0.5m/day(=0.02m/hr)とした場合の浸透圧を図-4.2.4 に示す。水位低下速度が十分に遅い場合は、急速な水位低下の場合に比較すると残留する浸透圧が小さくなることがわかる。

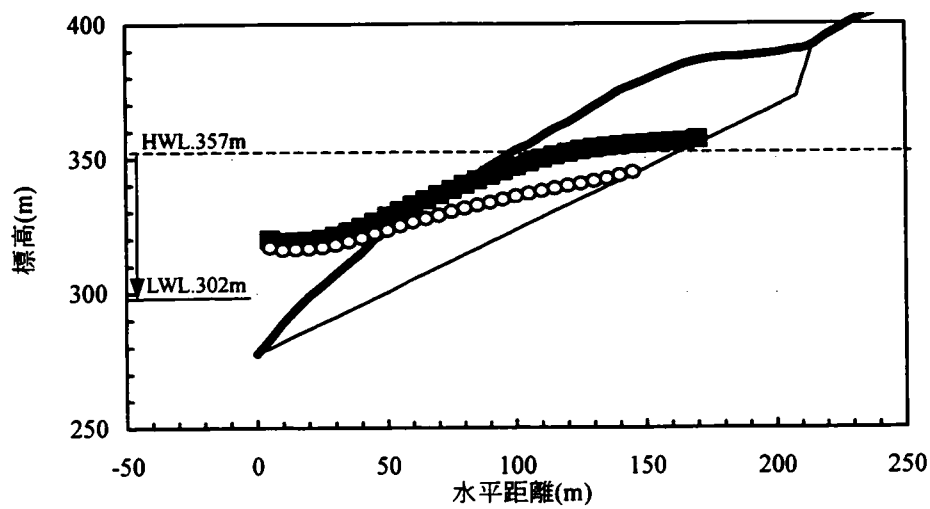
これらの検討結果から、水位低下速度が一般の貯水位運用 (0.5m/day 程度) よりも大きく、5～10m/hr に達するような場合には、浸透圧は水位低下速度よりも不連続面の浸透特性に大きく依存することが明らかになった。



(a) 不連続面が高透水 ($k=1 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$)



(b) 不連続面が中透水 ($k=1 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$)



(c) 不連続面が難透水 ($k=1 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$)

図4.2.4 不連続面上の浸透圧（水位低下速度が十分に遅い場合と急速な場合の比較）

(2) 大規模水位変動が斜面の安定性に及ぼす影響

本節では、設定した岩盤地すべり形状を対象に、不連続面の透水特性が岩盤地すべりの安定性に及ぼす影響について極限平衡法（簡易 Janbu 法）により評価を行った。

不連続面の強度定数は、満水時（HWL 時：初期状態）における安全率を 1.00 として逆算により求め、つぎに、前節の浸透流解析で得られた浸透圧、すなわち、貯水位低下直後の浸透圧を岩盤地すべり形状に作用させ、不連続面の透水特性に依存する浸透圧が斜面の安定性に及ぼす影響を検討した。ここで、満水時のすべり安全率を 1.00 としたのは、元来水没していない斜面が、ダム建設により水没することで生じる安定性に対する影響を排除し、単に水位低下が斜面の安定性に及ぼす影響を評価するためである。

強度定数の逆算においては、経験的に得られた地すべり層厚と粘着力の関係²⁾から、設定したすべり岩塊の層厚（25m 以上）に対応する粘着力 $c=24.5\text{kPa}$ と設定して、内部摩擦角 ϕ を逆算し、 $\phi=22.0^\circ$ が得られた。

つぎに、前節の浸透流解析結果のうち、水位低下速度が最も速い(10.6m/hr)場合の浸透圧を岩盤地すべり形状に作用させて安定解析を実施した。解析の結果得られた安全率低下係数を表-4.2.2 に示す。

同表より、水位低下により安全率低下係数は低下し、不連続面が難透水性になるほど、安全率低下係数が大きく低下することが明らかとなった。

表-4.2.2 不連続面の透水性と安全率低下係数の関係

モデル		高透水	中透水	難透水
透水係数 (cm/sec)	C _M 級	1×10^{-4}	←	←
	C _L 級	2.6×10^{-4}	←	←
	D 級	1.0×10^{-3}	←	←
	不連続面	1.0×10^{-1}	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-6}
貯水位低下速度		10.6m/hr	←	←
安全率低下係数		0.85	0.77	0.70

4. 2. 2 降雨が斜面安定性に及ぼす影響

モデル斜面を対象として、不連続面の透水特性をパラメータとした浸透流解析を実施し、

これらのパラメータが不連続面上の浸透圧に及ぼす影響を解析的に検討することにより、降雨を受ける湛水池斜面の残留間隙水圧の評価を行う。さらに、安全率低下係数を算定した浸透圧を用いた極限平衡法により求め、浸透圧が斜面の安定性に及ぼす影響について検討を行う。

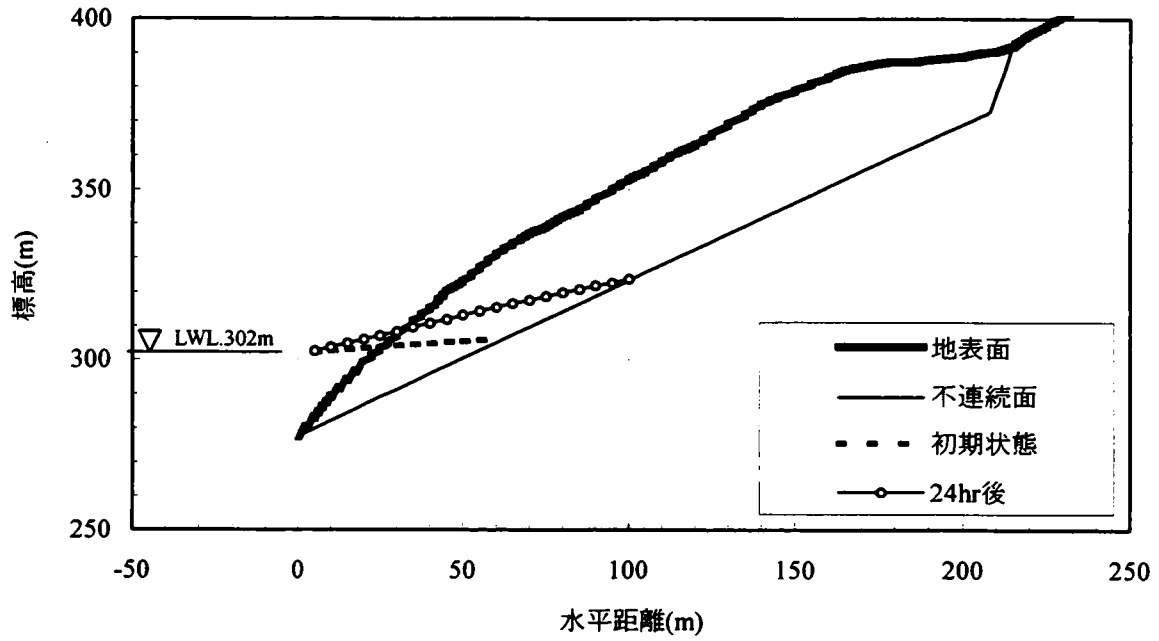
(1) 降雨が浸透圧に及ぼす影響

4. 2. 1 で用いたモデル斜面 (図-4.2.1) について、表-4.2.3 に示すように、すべり面が高透水及び難透水の2ケースについて、降雨による不連続面上の浸透圧を検討した。まず、各ケースについて、年間の平均降雨量として 0.33mm/hr を連続して与えた条件で浸透流解析を行い、定常となった状態を初期状態とした。つぎに、モデルとした揚水発電所の計画地点の 200 年確率日雨量に相当する 240mm/日を検討対象降雨とし、一定強度 10mm/hr で 24hr 継続する条件で浸透流解析を実施し、不連続面に作用する浸透圧を求めた。

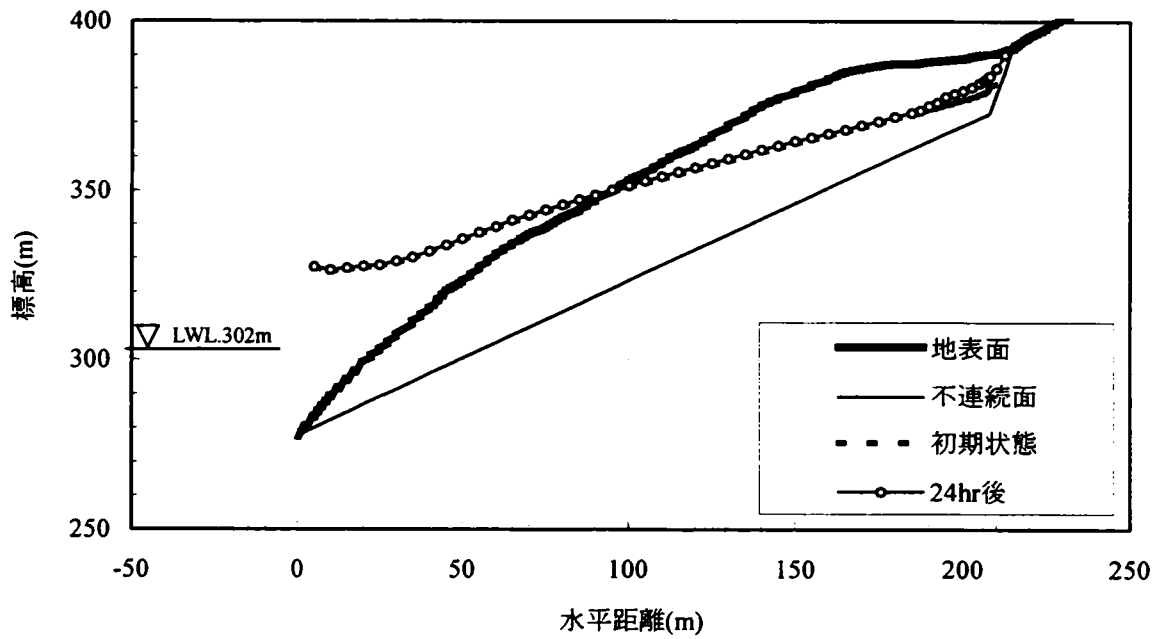
図-4.2.5 に各ケースの不連続面に作用する浸透圧の初期状態と 24hr 後の結果を示す。不連続面が難透水の場合は、初期状態においても不連続面山側の地下水位が高くなるため、浸透圧が比較的大きくなっている。240mm/日の降雨により、両ケースともに浸透圧は増加するが、不連続面が高透水の場合は、不連続面に沿って流下する降雨のために不連続面の低標高部の水圧が上昇するが、不連続面が難透水の場合は、降雨の浸透が少なく、比較的地表面に近い部分の水圧が上昇する。

表-4.2.3 透水特性

モデル		高透水	難透水
透水係数 (cm/sec)	C _M 級	1×10^{-4}	←
	C _L 級	2.6×10^{-4}	←
	D 級	1.0×10^{-3}	←
	不連続面	1.0×10^{-1}	1.0×10^{-6}



(a) 不連続面が高透水 ($k=1.0 \times 10^{-1} \text{cm/sec}$)



(b) 不連続面が難透水 ($k=1.0 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$)

図-4.2.5 すべり面に作用する浸透圧の分布

(2) 降雨が斜面の安定性に及ぼす影響

簡易 Janbu 法により、安全率低下係数を評価する。解析に用いる物性値は各ケースでの初期状態における安全率を 1.00 と仮定して逆算される物性値を用いた。4. 2. 1 (2) と同様に、経験的に得られた地すべり層厚と粘着力の関係²⁾から、設定したすべり岩塊の層厚 (25m 以上) に対応する粘着力 $c=24.5\text{kPa}$ と設定して、内部摩擦角 ϕ を逆算している。

表-4.2.4 に各ケースにおける安全率低下係数を示す。両ケース共に初期状態での安全率 1.00 に対して、10mm/hr の降雨が 24hr 継続後の安全率低下係数は 0.96 となった。

表-4.2.4 すべり面の透水性と安全率低下係数の関係

モデル		高透水	難透水
透水係数 (cm/sec)	C _M 級	1×10^{-4}	←
	C _L 級	2.6×10^{-4}	←
	D 級	1.0×10^{-3}	←
	不連続面	1.0×10^{-1}	1.0×10^{-6}
逆算強度	粘着力 c (kPa)	24.5	←
	内部摩擦角 ϕ (°)	22.7	38.5
安全率低下係数		0.96	0.96

4. 2. 3 大規模水位変動と降雨の影響比較

4. 2. 1 では、貯水位低下に伴う不連続面上の浸透圧と、この浸透圧が斜面の安定性に及ぼす影響について検討し、4. 2. 2 では、降雨に伴う不連続面上の浸透圧と、この浸透圧が斜面の安定性に及ぼす影響について検討した。

潜在的な不連続面が存在すると仮定し、その不連続面に対し初期状態において安全率が 1.00 となるよう逆算により設定した c 、 ϕ に対する安全率の低下度合いとする安全率低下係数としては、貯水位低下に伴う場合は、満水時の安全率を 1.00 とすると、0.85～0.70 に低下した。その低下度合いは、不連続面の透水性が低い場合に顕著であり、透水性が高い場合には比較的少ない。

一方、降雨の場合の安全率低下係数は、初期状態での安全率を 1.00 とすると、24hr の継続降雨後では 0.96 に低下した。また、モデルや降雨条件の異なる、3. 6. 2 及び 3. 6.

3の事例においても、安全率はそれぞれ、0.92及び0.93の低下となっている。

このように、今回の検討結果によれば、貯水位低下に伴う安全率低下係数は、降雨時の安全率低下係数よりも大きいことがわかった。

以上の結果により、第5章で詳述する安定管理手法Bでは、貯水位低下に伴う不安定化を取り扱うこととした。

4. 3 潜在不連続面の想定による岩盤地すべり形状の抽出法の検討

通常の地すべりの検討では、地形図等からすべりの兆候が認められる斜面あるいは現地踏査等によってすべりの変状が認められる斜面を対象とし、適切な地質調査を実施した上で、安定性評価や対策案の検討が行われる。

しかし前節で述べたように、不連続面が存在する場合には、貯水位の運用条件によって安全率が大きく低下する可能性があるため、計画段階ではすべりの兆候や変状は認められなくとも、貯水位運用時にすべりが顕在化する恐れがある。

本節では、このような斜面を対象とし、潜在的な不連続面の存在に起因する岩盤すべりの可能性を予測評価することを前提として、評価対象とする岩盤地すべり形状の抽出方法を策定³⁾し、この手法を岩盤地すべりの変状を示した既設湛水池斜面に適用し、抽出法の妥当性を検討する。

4. 3. 1 抽出法の基本的な考え方

ダムの計画・設計段階においては、湛水池周辺の地表面の踏査によって断層・破碎帯の位置、層理や節理の方向は概略把握されている。しかし、この段階の一般的な踏査では、大規模なものや、露頭している地質構造については確認できるものの、初生の岩盤地すべりの素因となる不連続面（潜在すべり面）を全て網羅し、また、その透水性、強度特性を特定することはほとんど不可能である。

そこで、地形条件、貯水位運用条件が与えられたときに、どの程度の大きさの岩盤地すべりが発生する可能性があるか、という視点に立ち、極限平衡法により岩盤地すべり形状を抽出する方法を策定した。

以下に、岩盤地すべり形状を形成する不連続面の設定法、作用水圧の設定法、不連続面の強度定数の考え方、及び安全率低下係数の考え方について述べる。

(1) 不連続面の設定

既往の研究事例⁴⁾によれば、岩盤・風化岩すべりの大半は椅子型のすべり形状を示すことから、すべり形状は、図-4.3.1に示すように高角度傾斜部と低角度傾斜部の2方向の不連続面で形成される椅子型のすべり面を設定する。

不連続面の設定に際しては、地表踏査で得られている情報を最大限に利用する。すなわち、

断層や破碎帯の位置と走向傾斜が特定できている場合には、それを直接モデル化する。また、層理や節理の走向傾斜が既知の場合についても考慮する。

例えば、現地踏査により確認された層理面や節理面について、図-4.3.2に例示するようにシュミットネットを用いてその卓越する方向性を抽出し、一方の不連続面をその傾斜と平行に一定間隔毎に設定する。他方の不連続面については、始点位置を斜面に沿って上方へ一定間隔で移動しながら、各始点位置からさまざまな角度の不連続面を設定する。

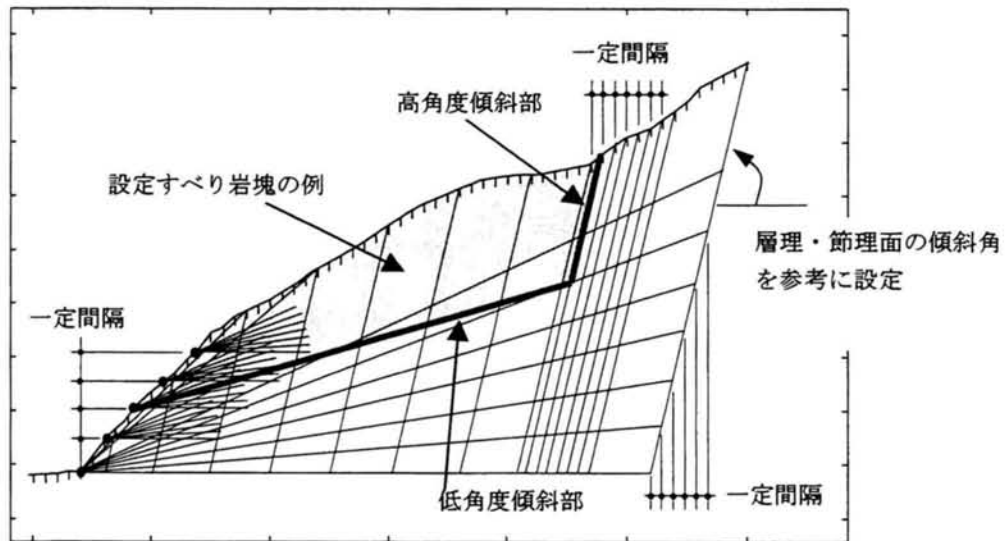


図-4.3.1 不連続面の設定方法の例

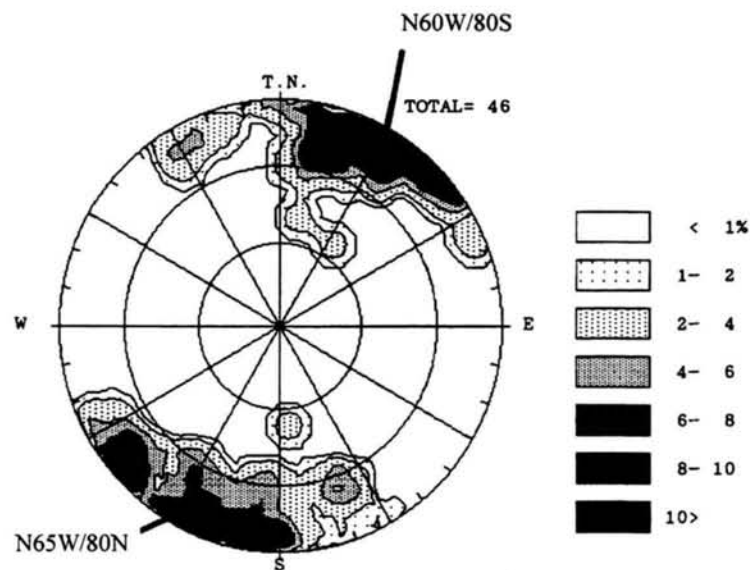


図-4.3.2 シュミットネットによる層理面の卓越方向の抽出例

(2) 作用水圧の設定

満水位から最低水位まで急速な水位低下が生じたとき、不連続面に残留浸透圧が作用する。図-4.2.2 に示したように、水位低下速度が 6.1m/hr と 10.6m/hr という急速な範囲では、不連続面が周辺岩盤と同程度の透水性（中透水）の場合や難透水の場合に、水頭が地表面の高さに相当する程の大きな水圧が残留する。この結果より、図-4.3.3 に示すように、不連続面上には地表面までの高さに対応する水圧が作用するものと設定することとした。この場合、地すべり岩塊に作用する水圧は、模式的には図-4.3.4 のように設定される。

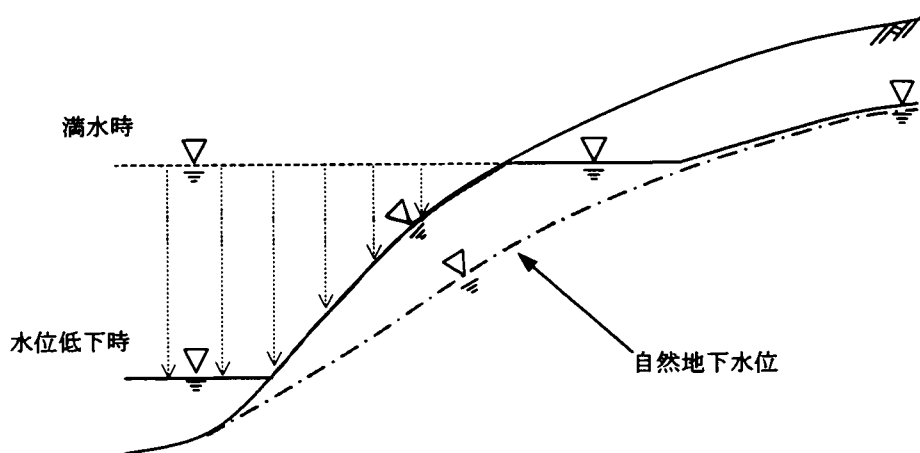


図-4.3.3 水位低下時の水位形状（模式図）

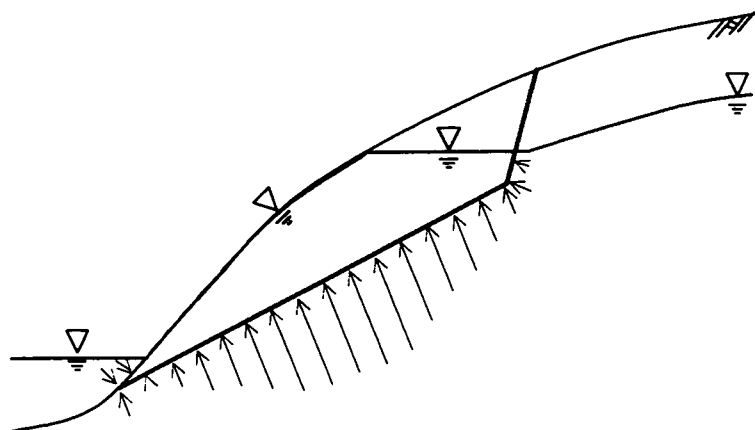


図-4.3.4 すべり岩塊に作用する水圧（模式図）

(3) 逆算によるすべり面の強度定数の推定

(1) で設定した多数のすべり形状について、現況状態すなわち自然地下水位条件での安全率を 1.00 として、強度定数を逆算により決定する。ここで、すべり面の粘着力 c や内部

摩擦角 ϕ は、断層、破碎帯、弱層など概略的な地点特性を考慮して、既往の文献や湛水池斜面の崩壊事例などから適宜設定することとする。

(4) 安全率低下係数の評価と岩盤地すべり形状の抽出

現状状態の安全率 1.00 に対する水位低下時の安全率の低下度合いに着目し（安全率低下係数）、地すべり形状の抽出を行う。具体的には、上記（3）で算定した強度定数を用いて、（2）の水位低下時の安全率低下係数を算定し、基準値以下となる地すべり形状を不安定と判定する。一般に、地すべり滑動前後の安全率の低下は 5%以上であると言われている²⁾ため、現況斜面の安全率を 1.00 と仮定した場合に対して水位低下時の安全率低下係数 0.95 以下すなわち安全率低下係数が 5%以上低下する地すべり形状を不安定とする。

抽出される形状は、一般に表層部分ほど安全率の低下が顕著である。地すべり形状の抽出に際してはこれらを考慮し、例えば小規模であっても、これに伴い甚大な被害が予想される場合は、小規模な形状を対象とするなど、慎重な対応が必要である。

4. 3. 2 抽出法の妥当性の検討

ここでは実際に地すべりが発生した斜面を対象に、前記の岩盤地すべり形状の抽出法を適用し、抽出法の妥当性について検討した。

対象斜面は、2. 2. 2（3）および3. 6. 3で示したC地点の地すべり斜面とした。

不連続面の設定方法を図-4.3.5に示す。C地点の踏査によって確認された層理面の方向性をシュミットネットにより整理し（図-4.3.6）、層理面の卓越する方向と斜面の方向性を考慮し、高角度の不連続面の傾斜角度を 60° とした。低角度不連続面については、始点位置を斜面に沿って上方へ一定間隔で移動しながら、各始点位置からさまざまな角度で設定した。粘着力と内部摩擦角は、既往の文献による D 級岩盤の下限値⁵⁾から、 $c=0\text{kPa}$ 、 $\phi=15^\circ$ 以上は確保されると想定した。また、解析範囲は、斜面河床部から斜面山側尾根部までとした。

水位急低下により、安全率低下係数が 0.95 以下となる地すべり形状を図-4.3.7に示す。また、実際の岩盤地すべり形状との比較を図-4.3.8に示す。抽出された形状の範囲は実際の地すべり形状をほぼ含んだ領域となっており、本手法が安全側の評価となり妥当であることが示されたと推察される。

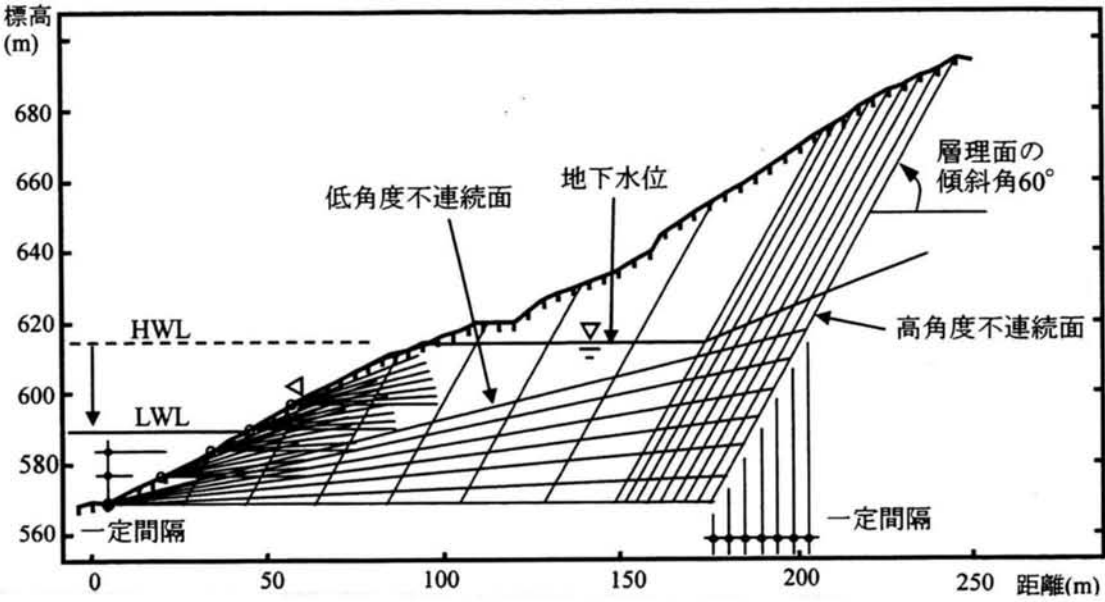


図-4.3.5 不連続面の設定方法

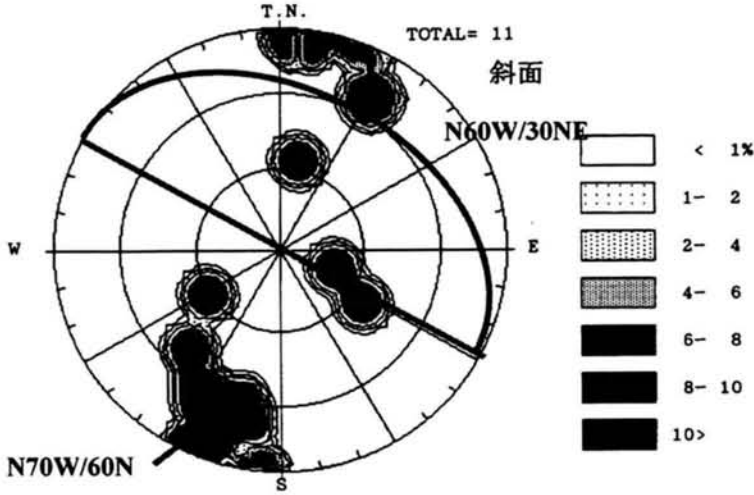


図-4.3.6 シュミットネットによる層理面の卓越方向の抽出結果

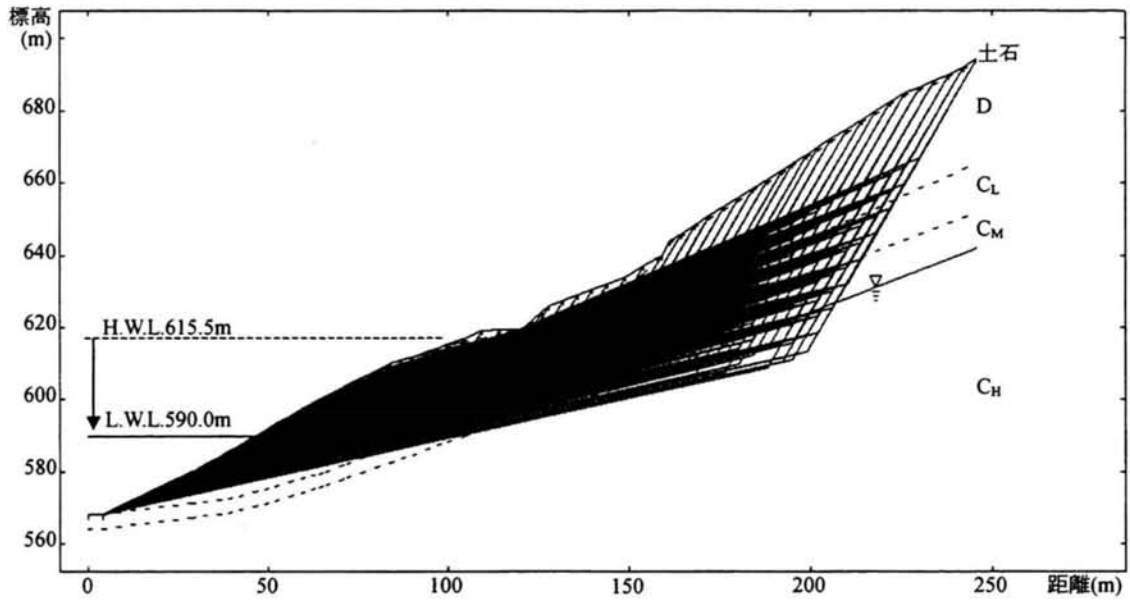


図-4.3.7 岩盤地すべり形状の抽出結果

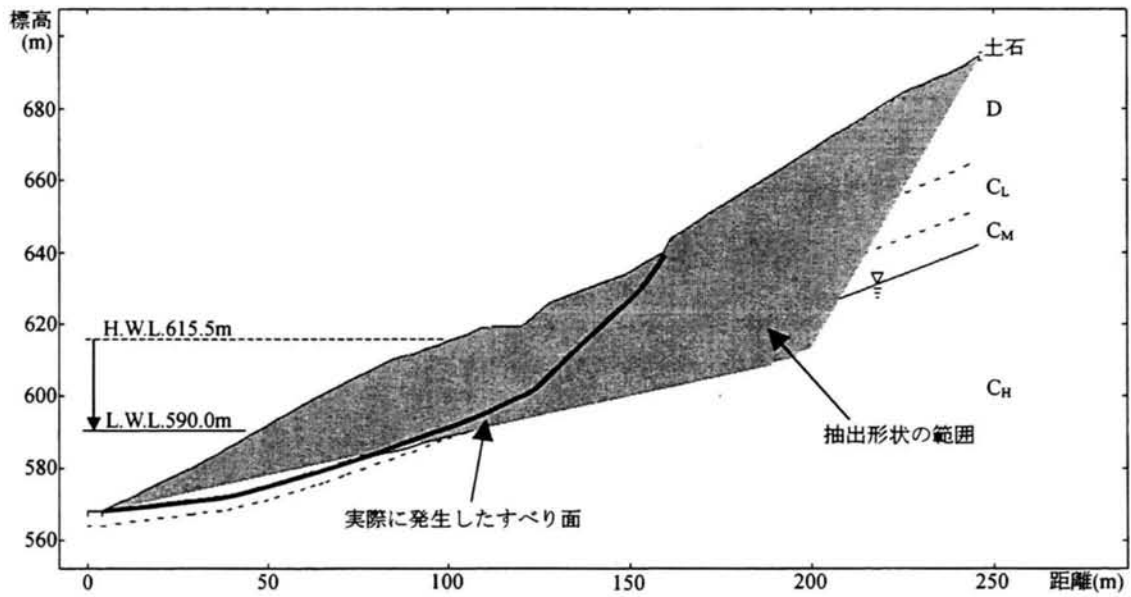


図-4.3.8 実際に発生した地すべり形状との比較

4. 4 まとめ

本章では、大規模水位変動及び降雨が斜面の安定性に与える影響と、潜在不連続面に起因する岩盤地すべりを予測評価する上で必要となる地すべり形状の抽出法について、解析的検討を実施し、以下の結論を得た。

- ① 潜在的な不連続面が存在すると仮定した岩盤地すべりのモデル斜面を対象に、貯水位低下速度や不連続面の透水性をパラメータとした浸透流解析を実施し、これらの因子が不連続面上の水圧（浸透圧）に及ぼす影響について基礎検討を実施した。急速な水位低下の場合は残留浸透圧が大きくなり、また、不連続面の透水性が低い場合は浸透圧が大きくなることを定量的に示した。つぎに、満水時の安全率が 1.00 となるよう逆算により設定した c 、 ϕ に対する安全率の低下度合い（安全率低下係数）を、算定した浸透圧を用いた極限平衡解析により求め、浸透圧が斜面の安定性及ぼす影響について検討した。その結果、安全率低下係数は、不連続面が高透水～難透水の場合に 0.85～0.70 となった。また、その低下度合いは、不連続面の透水性が低い場合に顕著であり、透水性が高い場合には比較的少ないことを示した。
- ② 降雨時についても貯水位低下時の検討ケースと同様に、モデル斜面における浸透圧及び安全率低下係数の算定を行った。その結果、算定した浸透圧を用いた極限平衡解析により求めた安全率低下係数は、不連続面が高透水、難透水とも 0.96 となった。
- ③ 水位低下時及び降雨時の安全率低下係数を比較し、水位低下が斜面の安定性に及ぼす影響は降雨よりも大きくなる可能性があることを解析的に示した。
- ④ ある地形条件と貯水位運用条件が与えられたときに、潜在不連続面の幾何学的な配置状態により、どの程度の大きさの岩盤地すべりが発生する可能性があるか、という視点に立ち、岩盤地すべりの形状の抽出法について提案を行った。そして、岩盤地すべりの変状事例に対してこの抽出法を適用し、その妥当性を検討した。その結果、提案手法により抽出された地すべり形状は、変状事例の地すべり形状を包含した形で推定された。したがって、提案手法は潜在不連続面に起因する岩盤地すべりの最大形状を推定する上で、1つの指標となることを示した。

第4章 参考文献

- 1) 西垣誠：有限要素法による飽和不飽和浸透流解析 AC-UNSAF2D, 1999.
- 2) 建設省河川局監修, 国土開発技術センター編集：貯水池周辺の地すべり調査と対策, 山海堂, 1995.
- 3) 中村幾雄、川西正夫、木村哲也、大西有三、大津宏康、西山哲、竹澤請一郎：大規模な水位変動をうけるダム湛水池斜面の岩盤地すべり形状の設定, 土木学会第57回年次学術講演会講演概要集, 2002.
- 4) 高速道路調査会：地すべり地形の安定度評価に関する研究報告書, 1985.
- 5) 菊池宏吉、藤枝誠、岡信彦、小林隆志：ダム基礎岩盤の耐荷性に関する地質工学的総合評価, 応用地質, 特別号, 1984.

第5章 大規模水位変動に着目した斜面安定管理手法の開発

5. 1 概説

前章の解析的検討で例示したように、大規模水位変動を受ける湛水池斜面内に流れ目で難透水性の不連続面が存在する場合、水位降下に伴う残留間隙水圧の影響ですべり安全率が大きく低下するため、貯水位の運用により大規模な岩盤すべりが発生する可能性を否定できない。このような大規模岩盤地すべりが発生した場合、発電施設や第三者に及ぼす被害が甚大になる可能性がある。

地すべり形態については、2. 2で「岩盤地すべり」、「風化岩地すべり」、「崩積土地すべり」、「粘性土地すべり」の4つの分類があることに触れたが、岩盤地すべり以外の3つについては、ほとんどの場合、過去に滑動した履歴を有しているため、地形形状で判明できることが多い。このため、第3章で述べた安定管理手法Aで評価することとしている。一方、「岩盤地すべり」は、初生地すべりの場合が多く、安定管理手法Aでの評価が難しい。

そこで、本章では、大規模水位変動を受ける湛水池斜面を対象として、潜在不連続面の存在に起因する岩盤地すべりに対する安定管理手法（以下、安定管理手法B）を提案する（図5.1.1）。

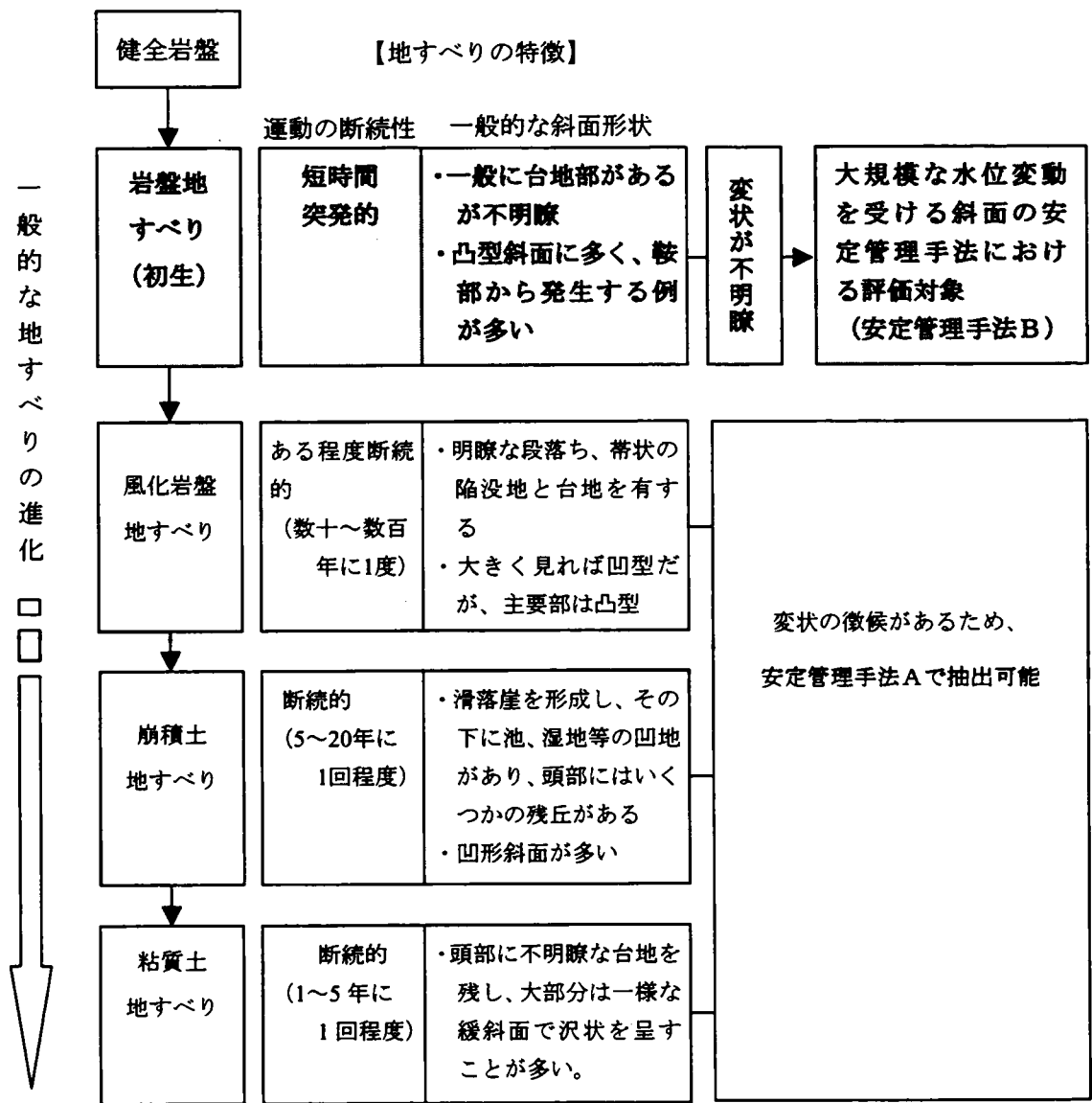


図-5.1.1 安定管理手法Bが対象とする地すべり型（文献1）を整理

本章では、まず第 2 節において大規模水位変動に着目した安定管理手法Bの概念を述べる。

第 3 節では、安定管理手法Bにおける、危険斜面の抽出方法、地すべり形状（断面）の設定方法、安定性の評価及び保安物件への影響度に応じた健全度ランクの判定方法を具体的に示した上で、適用事例を示す。

5. 2 安定管理手法Bの概念

大規模な水位変動を受ける斜面内の潜在不連続面に起因する岩盤地すべりを想定する場合、弱層となるすべり面を何らかの方法で評価して地すべり斜面を設定し、安定性を事前に検討することが必要となる。

二重山稜や溝状凹地、頭部陥没地形や小起伏²⁾ (図-5.2.1) のような変状地形が明瞭な場合には地すべり地形としての抽出が可能となり、第3章に述べた安定管理手法Aではこのような地形を評価対象としている。しかし、潜在的な不連続面に起因する岩盤地すべりの初期段階では、変状はより局所的な微少変状であり、明確な地すべり地形に至らず、また、地山内の不連続面については判明しないことがほとんどである。すなわち、地表面からの情報で危険斜面の全てを評価することは困難で、幾何学的にすべりを生じるような不連続面が存在し、かつその強度がすべりに抵抗するだけの値を持たなくなれば、いかなる地形の箇所においても岩盤地すべりは発生し得ることになる。

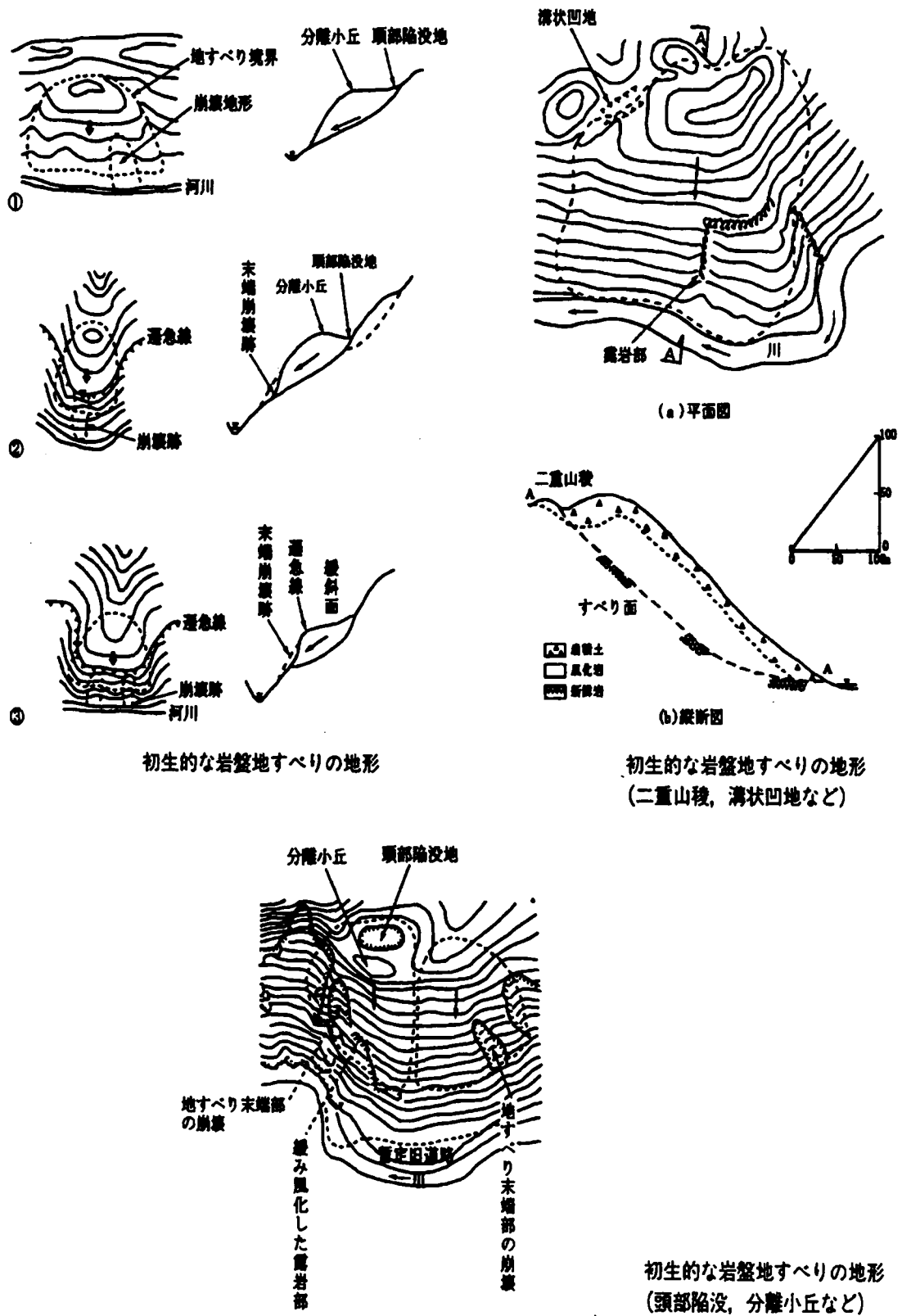


図-5.2.1 初生的な岩盤地すべりの地形²⁾

しかし、湛水池周辺斜面の場合、対象範囲が非常に広く、ボーリングなどのデータがほとんど皆無である。

そこで、安定管理手法Bにおいては、地質構造、地形特性、水位変動幅、岩盤地すべり発生時の影響度合いなど、現状の調査レベルで明らかにできる情報を総合的に加味した評価を行う必要がある。また、得られた評価結果は、不連続面が存在した場合の斜面毎の相対的な健全度を示しているため、健全度が低いと評価された斜面に対して、直ちに対策工を実施するのではなく、調査ボーリングを実施するなどして、不連続面の存在を確認していくという現実的で適切な対応策を選定する必要がある。

このような点を考慮して、以下の条件を満足する手法を構築することとした。

- a) 潜在的な不連続面に起因する岩盤地すべりを対象とする。
- b) 管理対象斜面の抽出に際しては、地質構造、地形的な特性、水位変動幅に着目する。
- c) すべりが生じたときの被害を考慮する。
- d) 斜面の健全度に応じた対応策を選定できる。

このような基本概念のもとに、大規模水位変動に着目した斜面安定管理手法（安定管理手法B）を開発することとし、次節以降で具体的な内容と適用例について述べる。

今回作成した安定管理手法Bについて、基本的な概念と概要を図-5.2.2に示す。安定管理手法Bでは、広範囲に及ぶ湛水池斜面の岩盤地すべりの可能性を評価することになるため、最初に斜面の巨視的な評価を行い、徐々に詳細な検討を行うことにより、危険斜面を抽出して評価するという手法を採用した。

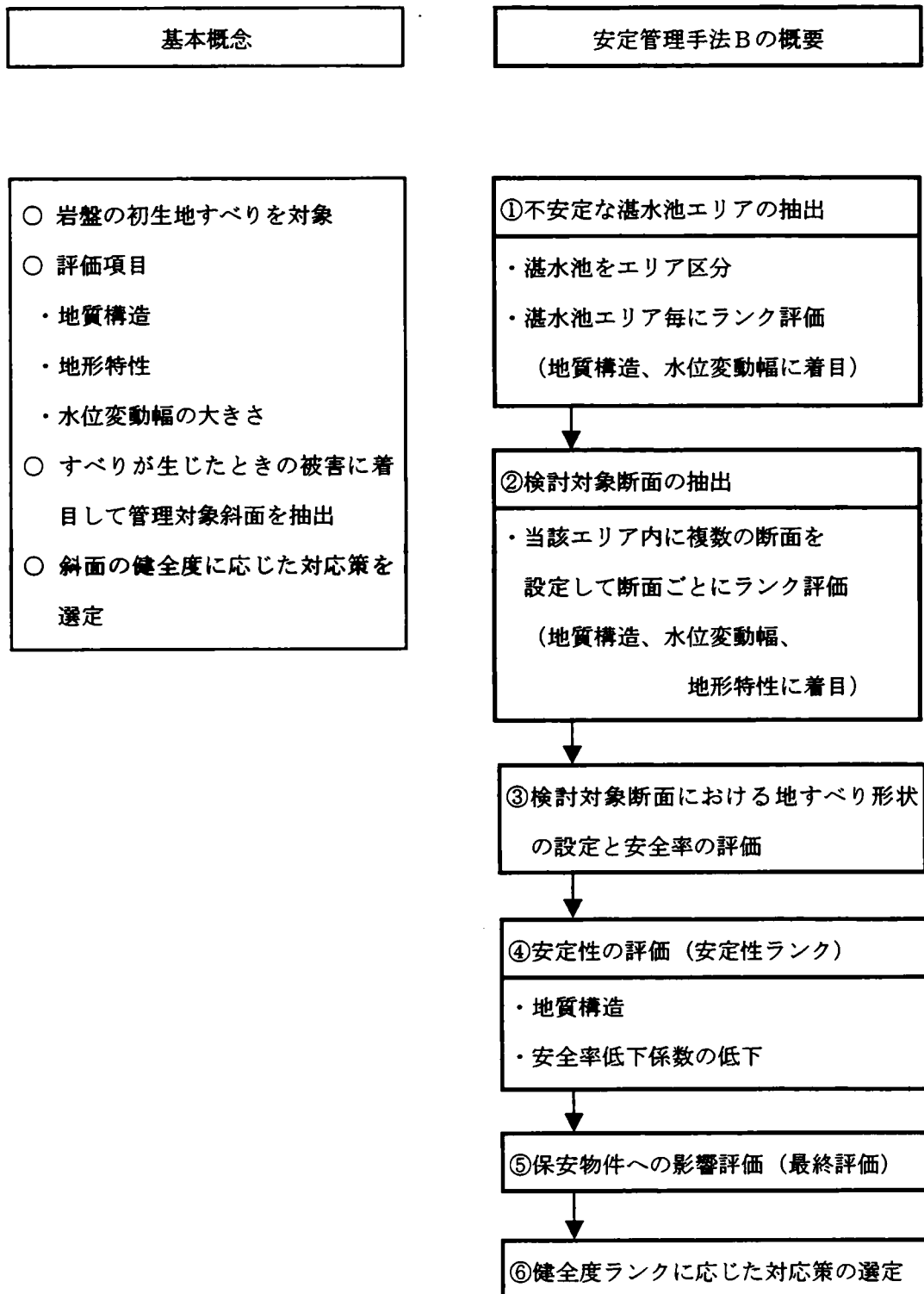


図-5.2.2 安定管理手法Bの基本的な概念と概要

5. 3 安定管理手法Bの開発

5. 3. 1 不安定な湛水池エリアの抽出

(1) 湛水池エリア分け

湛水池周辺には無数の斜面が存在する。これらの斜面全てを対象にボーリングなどの調査を実施することは、経済性の観点から現実的ではない。

そこで、まず、地形や地質について巨視的な視点での検討を行うこととし、湛水池内の河川流下方向と斜面の走向がほぼ平行であることに着目し、河川の屈曲毎、左右岸毎に湛水池のエリア分けを行う。

(2) 不連続面評価

地形、地質的なすべりやすさは、当該斜面の走向傾斜と、不連続面となる、層理・節理、確認された破砕帯あるいはシームの走向傾斜の関係から推定できる。そこで、湛水池エリアの評価として、評価時点で得られている湛水池エリア毎の情報を基に、表-5.3.1 に示す評価を行う。

表-5.3.1 斜面の走向傾斜と不連続面（層理・節理、破砕帯、シーム）
の関係による評価（不連続面評価）＊

斜面の走向傾斜との関係	不連続面		
	卓越する 層理・節理	シーム	破砕帯
下記以外	i	i	i
不連続面が流れ盤で斜面勾配より急傾斜	i	ii	iii
不連続面が流れ盤で斜面勾配より緩傾斜	iii	iii	iii

＊ i, ii, iii の順に相対的に注意度が高いことを示す。

一般的にウルフネットにより岩盤地すべりの可能性が高いのは、「不連続面が流れ盤で斜面勾配より緩傾斜」の場合である。

(3) 水位変動評価

水位変動幅が大きくなれば、残留間隙水圧などの影響で、大規模な岩盤地すべりが生じる可能性も高くなる。一般に水位変動速度が速い揚水発電所において、これまでの水位変動幅の30m程度であれば、大きな斜面安定問題を生じた事例も見あたらないことから、表-5.3.2に示す通り、30m以下を水位変動幅「小」とし、30m超で50m以下を「中」、50m超を「大」として、水位変動幅を安定性評価上の指標とした。

表-5.3.2 水位変動評価

評価	水位変動幅
小	30m 以下
中	30m 超、50m 以下
大	50m 超

(4) 不安定な湛水池エリア抽出

前述の不連続面評価と水位変動評価から、表-5.3.3に示す湛水池エリア単位での評価を行い、表-5.3.4に示す湛水池エリア評価毎の対応に基づき、さらなる詳細検討検討の必要性について判定する。

表-5.3.3 湛水池エリア評価*

不連続面評価 水位変動評価	i	ii	iii
小	a	a	b
中	a	b	c
大	b	c	c

* a, b, cの順に相対的に危険度が高いことを示す。

表-5.3.4 湛水池エリア評価毎の対応

湛水池エリア評価	対応
a	—
b	検討対象断面の抽出
c	

表-5.3.4において「a」と判定された湛水池エリアであっても、斜面が崩壊することにより第三者や施設への被害発生の可能性のある斜面は、当該斜面のみ5.3.2へと進む。

(5) 抽出法の適用例

①湛水池エリア分け

揚水計画地点のダム湛水池について、河川の屈曲点と左右岸毎にエリア分けを実施し、図-5.3.1に示す10のエリアに分割した。

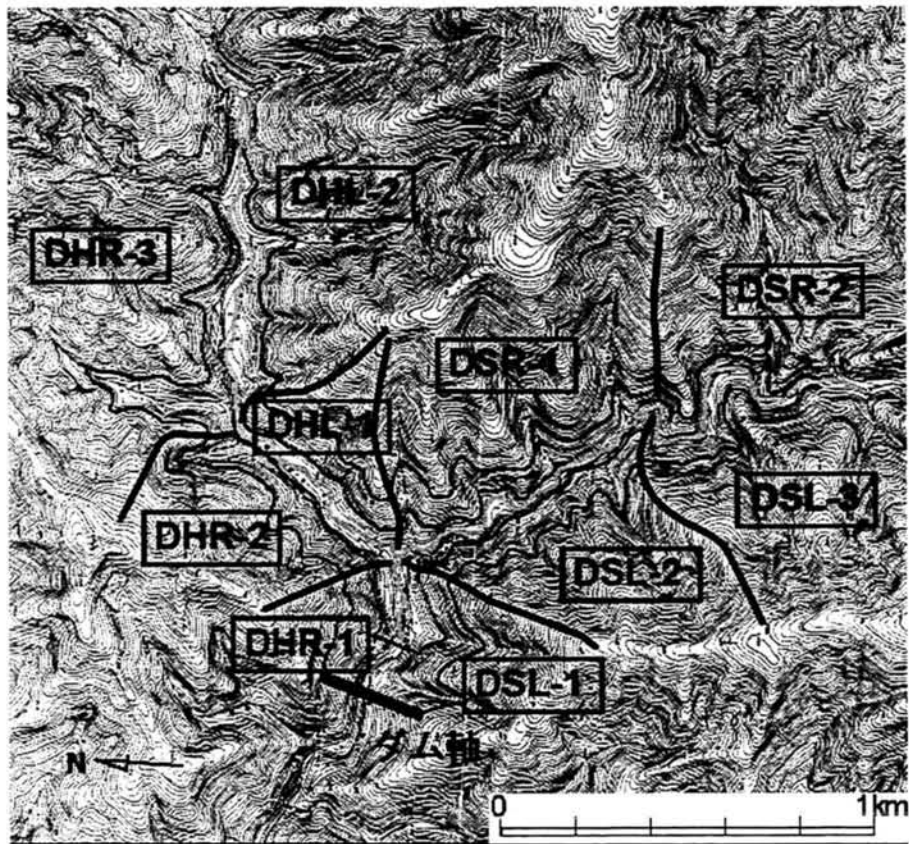


図-5.3.1 湛水池エリア分けの例

②不連続面評価

分割したエリア毎に、地表踏査により、層理・節理及びシーム、破碎帯の抽出を行い、斜面と不連続面の方向性の観点から評価を行った。具体的には、各エリアの平均的な斜面の走向傾斜と、不連続面の走向傾斜の関係を、表-5.3.1にしたがってi～iiiの3段階に分類した。エリア毎の評価結果の例を表-5.3.5に示す。ここで、層理・節理については、各エリ

ア内の露頭岩等で確認した多数の走向傾斜データをシュミットネット上にプロットし、卓越する方向性を抽出して評価に用いた。

表-5.3.5 湛水池エリア毎の不連続面評価結果の例

エリア 番号	走向傾斜	層理・節理		シーム		破碎帯	
		走向傾斜	評価	走向傾斜	評価	走向傾斜	評価
DSR-1	N33W/46W	N80W/72N	i	N88W/68S N69W/62N	i	-	-
DSR-2	N19W/52W	N64W/88S	i	N85E/70N N70E/80N	i	-	-
DSL-1	N82E/49N	N70W/38S	i	N60W/58S N6E/72W	i	-	-
DSL-2	N33W/50NE	N85W/80N	i	N38W/80S	i	-	-
DSL-3	N19W/47E	N66W/72S	i	N30W/90 N75W/58N N70W/50S N65E/90 N35W/72N N55W/70S	ii	-	-
DHR-1	N82E/39S	N65W/80N	i	N25W/75S	i	-	-
DHR-2	N37E/43SE	N68W/75S	i	-	-	N80E/60N N51W/80S N38W/72S	i
DHR-3	N87E/48S	N60W/75S	i	N51W/70N	i	EW/60N N62W/75N N80E/60N N75W/20N N65W/70S	i
DHL-1	N37E/40NW	N55W/75S	i	-	-	N51W/80S N38W/72W	i
DHL-2	N87E/41N	N70W/80N	i	N65W/72N	i	N68W/70N N36W/58N	i

③不安定な湛水池エリアの抽出

表-5.3.2 に従い、各エリアに対する水位変動の影響を評価した。つぎに表-5.3.3、表-5.3.4 に従って、前述の不連続面評価と水位変動評価を総合して湛水池エリア毎の評価及び対応を決定した。評価結果の例を表-5.3.6 に示す。DSR-1, DSL-1, DSL-2, DHR-1, DHR-2, DHL-1 の6湛水池エリアが、さらなる詳細検討が必要と評価される。

表-5.3.6 湛水池エリア評価結果の例

エリア番号	不連続面評価	水位変動評価 (変動幅(m))	湛水池エリア評価	対応
DSR-1	i	大(55)	b	検討対象断面の抽出
DSR-2	i	小(23)	a	—
DSL-1	i	大(55)	b	検討対象断面の抽出
DSL-2	i	大(55)	b	検討対象断面の抽出
DSL-3	ii	小(23)	a	—
DHR-1	i	大(55)	b	検討対象断面の抽出
DHR-2	i	大(55)	b	検討対象断面の抽出
DHR-3	i	小(28)	a	—
DHL-1	i	大(55)	b	検討対象断面の抽出
DHL-2	i	小(28)	a	—

5. 3. 2 検討斜面の抽出

(1) 検討対象斜面の抽出

前述の湛水池エリア評価において検討が必要と判断された湛水池エリアに対して、図-5.3.2に例示するような地形の変化点等、地形・地質特性に着目して検討対象斜面を抽出する。

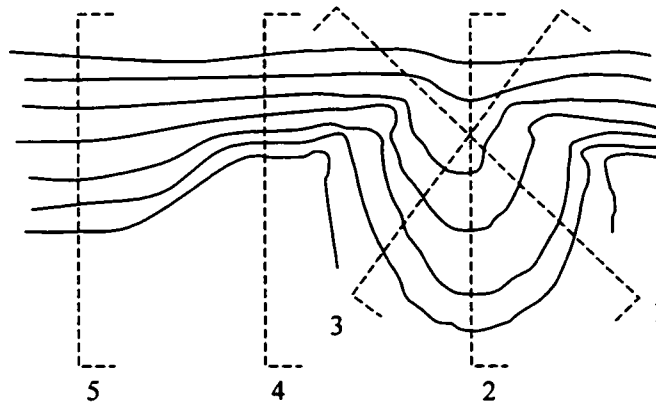


図-5.3.2 斜面抽出のイメージ

(2) 地すべり形状設定斜面の抽出

抽出した断面のそれぞれに対して、5. 3. 1の不安定な湛水エリアの抽出と同様に、不連続面評価（表-5.3.7）と水位変動評価（表-5.3.2）を実施し、斜面評価（表-5.3.8）を行

い、表-5.3.9 に示す斜面評価毎の対応に基づき、さらなる詳細検討の必要性について判定する。

表-5.3.7 斜面の走向傾斜と不連続面（層理・節理、破碎帯、シーム）
の関係による評価（不連続面評価）※

斜面の走向傾斜との関係	不連続面		
	卓越する 層理・節理	シーム	破碎帯
下記以外	i	i	i
不連続面が流れ盤で斜面勾配より急傾斜	i	ii	iii
不連続面が流れ盤で斜面勾配より緩傾斜	iii	iii	iii

※ i, ii, iii の順に相対的に注意度が高いことを示す。

表-5.3.8 斜面評価※¹、※²

不連続面評価 水位変動幅	i	ii	iii
小	a	a	b
中	a	b	c
大	b	c	c

※¹ a, b, c の順に相対的に危険度が高いことを表す。

※² 地形・地質特性による補正として、例えば、凸状尾根地形でかつ、両側面が沢で取り囲まれる場合には、ランクを下げる（例えば、b→c）

表-5.3.9 斜面評価毎の対応

斜面評価	対応
a	—
b	—
c	地すべり形状設定

なお、表-5.3.8 で得られる斜面評価（a, b, c）に対して、地形・地質特性を加味して補正を行う。

補正を行う地形・地質特性としては、本検討が岩盤の初生すべりを対象としているため、例えば、凸状尾根地形であり、かつ尾根の両側面が沢に取り囲まれた地形（図-5.3.3）または地質的な条件となる尾根を分離する断層の存在などに着目することとした。これは、凸状の尾根が初生すべりを発生するには緩傾斜のすべり面のほかに後背部の高角度分離面が必要になるためであり、尾根を分離するような断層が存在する場合はもちろん、凸状の尾根が両側の沢で分断されていればこの分離面が小さくなるので、すべりの可能性が高くなると推定されるためである。したがって、例えば、地形・地質特性による補正として、凸状尾根地形でかつ、両側面が沢で取り囲まれる場合には、健全度のランクを1ランク下げる（例えば、b→c）こととした。

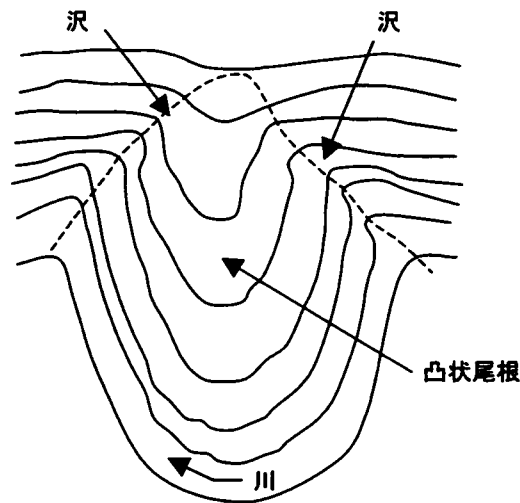


図-5.3.3 沢により分断された凸状尾根地形のイメージ

（5）抽出手法の適用例

①検討対象斜面の抽出

5.3.1 で検討対象断面の抽出が必要と評価された6湛水池エリアのうち、DHL-1エリアを例に、地形の変化点に着目して検討断面を抽出した結果の例を図-5.3.4に示す。測線①～測線⑥の6測線を抽出した。なお、測線①及び測線②は、凸状尾根地形であり、かつ尾根の両側面が沢に取り囲まれた地形となっている。

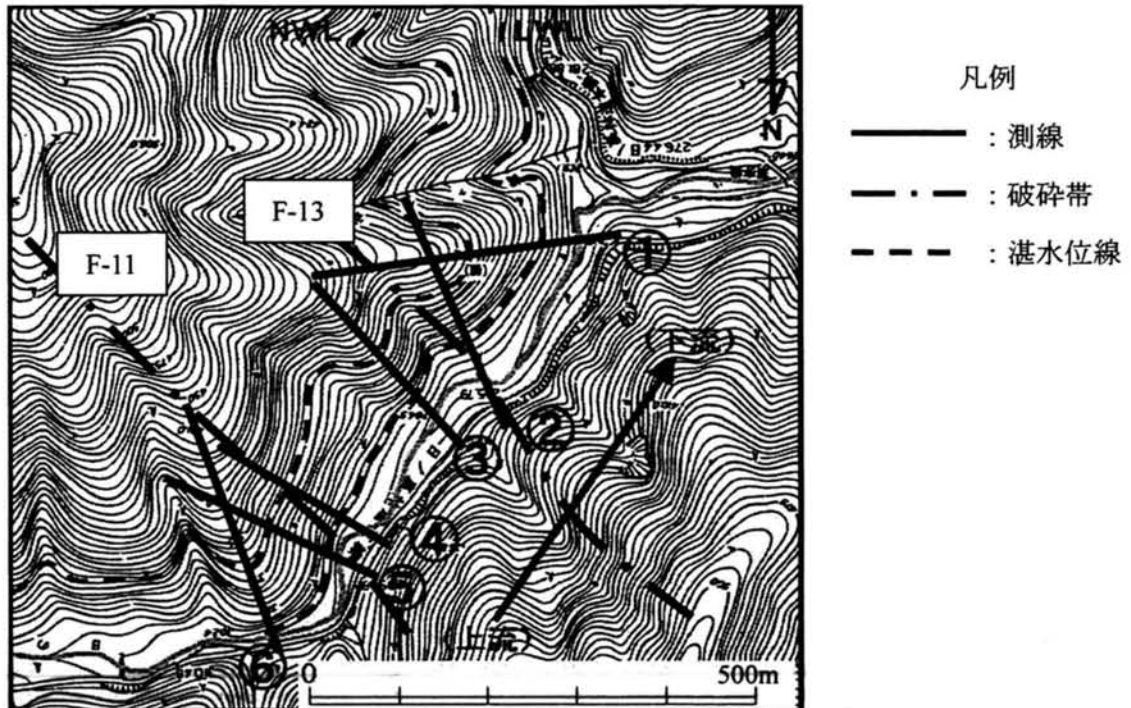


図-5.3.4 検討斜面抽出の例 (DHL-1エリア)

②不連続面評価

斜面と不連続面の方向性の観点から、各測線について評価を行った。評価基準は、表-5.3.7に従った。ここで、層理・節理については、当該エリアの全体的な傾向を反映する必要があることから、湛水池エリア評価に用いた走向傾斜と同一のエリア毎の卓越する走向傾斜を用い、シーム及び破碎帯については、評価対象の測線がそれぞれの不連続面の近傍に位置する場合のみ評価をウルフネットにて行った。評価結果の例を表-5.3.10に示す。

表-5.3.10 不連続面評価結果の例

測線 番号	斜面の 走向傾斜	層理・節理		シーム		破碎帯		不連続 面評価
		走向傾斜	評価	走向傾斜	評価	走向傾斜	評価	
①	N18W/40W	N55W/75S	i	-	-	N38W/72W (F-13)	iii	iii
②	N68E/45NW		i	-	-	N38W/72W (F-13)	i	i
③	N52E/43NW		i	-	-	-	i	i
④	N30E/46NW		i	-	-	N51W/80S (F-11)	i	i
⑤	N22E/40W		i	-	-	-	i	i
⑥	N69E/52NW		i	-	-	-	i	i

③地すべり形状設定斜面の抽出

表-5.3.8、表-5.3.9 に従って、表-5.3.10 での不連続面評価に、水位変動評価ならびに地形・地質特性による補正を加えた斜面評価及び対応を決定した結果の例を表-5.3.11 に示す。

測線番号①と②の2斜面が、さらなる詳細検討が必要な斜面として評価される。

表-5.3.11 斜面評価結果の例

測線 番号	不連続面 評価	水位変動評価 (変動幅(m))	斜面評価	地形・地質特性 による補正	斜面評価 (補正後)	対応
①	iii	大(55)	c	凸状尾根かつ沢 で囲まれている	c	地すべり形状の設定
②	i	大(55)	b	凸状尾根かつ沢 で囲まれている	c	地すべり形状の設定
③	i	大(55)	b		b	—
④	i	大(55)	b		b	—
⑤	i	大(55)	b		b	—
⑥	i	大(55)	b		b	—

5. 3. 3 岩盤地すべり形状の設定

(1) 地すべり形状の設定方法

抽出した地すべり形状の設定が必要な斜面に対して、4. 3の潜在不連続面の想定による岩盤地すべり形状の抽出法の検討で示した方法を用いて、図-5.3.5に示す地すべり形状抽出フローに基づき検討する。具体的には、不連続面の位置を設定し、湛水前における安全率が1.00となるよう逆算により求めた c 、 ϕ にて、水位上昇時及び水位低下時に安全率の低下（安全率低下係数）が5%以上低下するすべり形状を不安定ブロックとして抽出する。ここでは、不連続面の位置や角度を変更して同様の検討を行い、不安定ブロックと評価されたブロックを包絡する範囲を以降の検討対象とする。

なお、現地踏査結果に基づき作成するシュミットネットより得られる卓越する層理面などの傾斜角を、不連続面の角度として用いる。

また、詳細な調査により不連続面の性状（位置、角度、強度特性など）がより詳細に把握されている場合には、その結果を用いて上記検討を実施する。

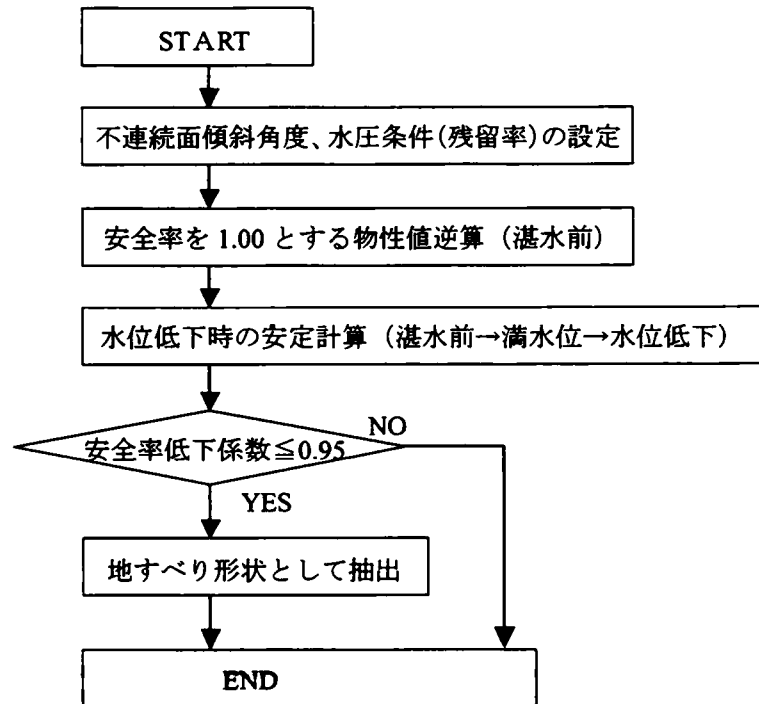
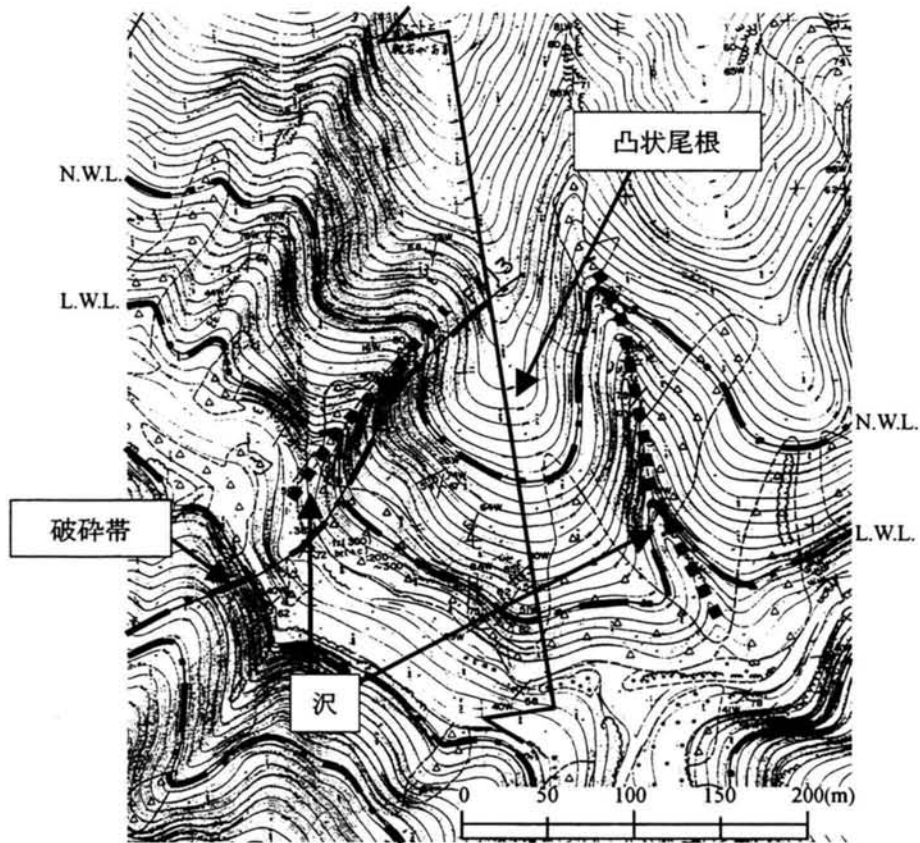


図-5.3.5 すべり安定解析による不連続面の抽出フロー

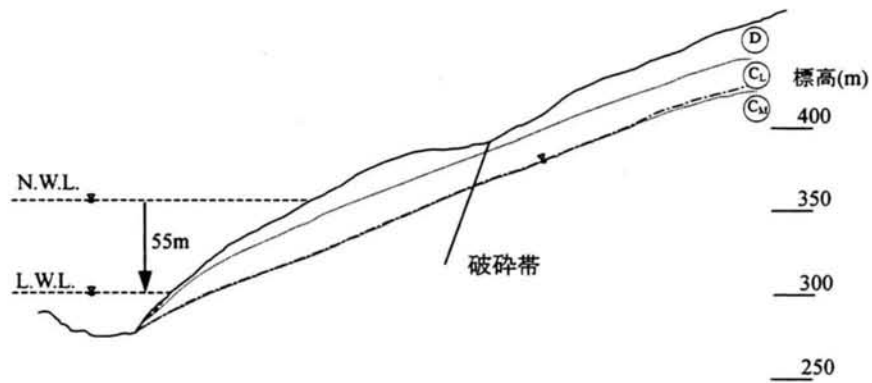
(2) 設定法の適用例

①適用斜面

ここでは、揚水計画地点の斜面での適用例を示す。本斜面（図-5.3.6）は、ダムサイトから約 400m 上流にあり、取放水口の上部に位置している。また、対岸には選択放流設備を設ける計画となっている。ここで、断面図に示した地質構造は、地表踏査及び近傍でのボーリング調査結果に基づき想定したものである。



(A) 平面図



(B) 断面図

図-5.3.6 適用斜面の状況

②不連続面の設定

図-5.3.7に示すように、高角度傾斜部と低角度傾斜部の不連続面で形成される椅子型のすべり面を多数設定した。

- a.高角度傾斜部：当該斜面周辺の露頭岩等で確認した多数の走向傾斜データをプロットしたシュミットネット（図-5.3.8）より、卓越層理面のみかけの角度となる 70° を設定する。
- b.低角度傾斜部：斜面の川側先端部を始点に、高角度傾斜部と一定間隔で交差するように角度を変化させて設定する。つぎに始点位置を斜面に沿って上方へ一定間隔で移動しながら、各始点について同様に角度を設定する。

本斜面においては両不連続面によって形成される全 4,378 組のすべり面を想定した。

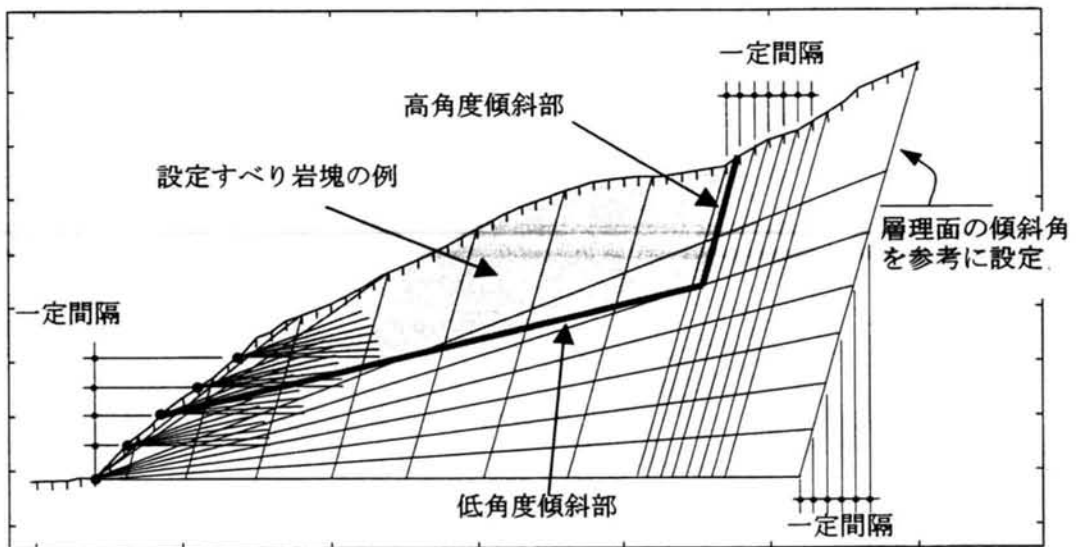


図-5.3.7 不連続面の設定方法

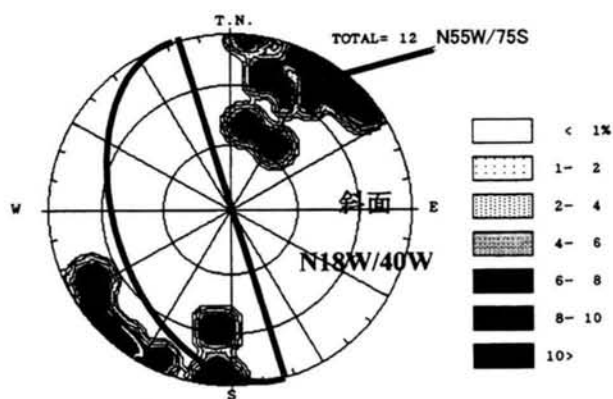


図-5.3.8 適用斜面のシュミットネット

③作用水圧の設定

水位低下時の水位は自然地下水位、満水位及び水位変動条件等を考慮して、図-4.3.3、図

4.3.4 に示した作用水圧と同様に、地表面に沿った形状を設定した。すべり面には水位面からの静水圧を作用させる。

④逆算によるすべり面強度の推定

②の各すべり面について、現況斜面すなわち自然地下水位条件での安全率を 1.00 として、スライス法（簡便法）を用いて強度定数を逆算により決定する。その際、すべり層厚の関係から求まる粘着力 $c=24.5\text{kPa}^1$ ）を採用し、内部摩擦角の算定を行った。

⑤安定解析によるすべり面の抽出

④で算定した強度定数を用いて、③の水位低下時の条件における安定解析を実施する。ここで、安全率低下係数が 5%以上低下し、かつ逆算によって算定された内部摩擦角が、近傍の破碎帯での試験値である 22° 以上となるすべり面を抽出した。この条件を満たすすべり面は図-5.3.9 の実線に示す 194 組が抽出された。なお、水位低下時と同様の手順により初期湛水時（満水位）についても検討を実施したが、安全率低下係数が 5%以上低下するすべり面は抽出されず、初期湛水に伴う安定性は確保されているものと判断した。

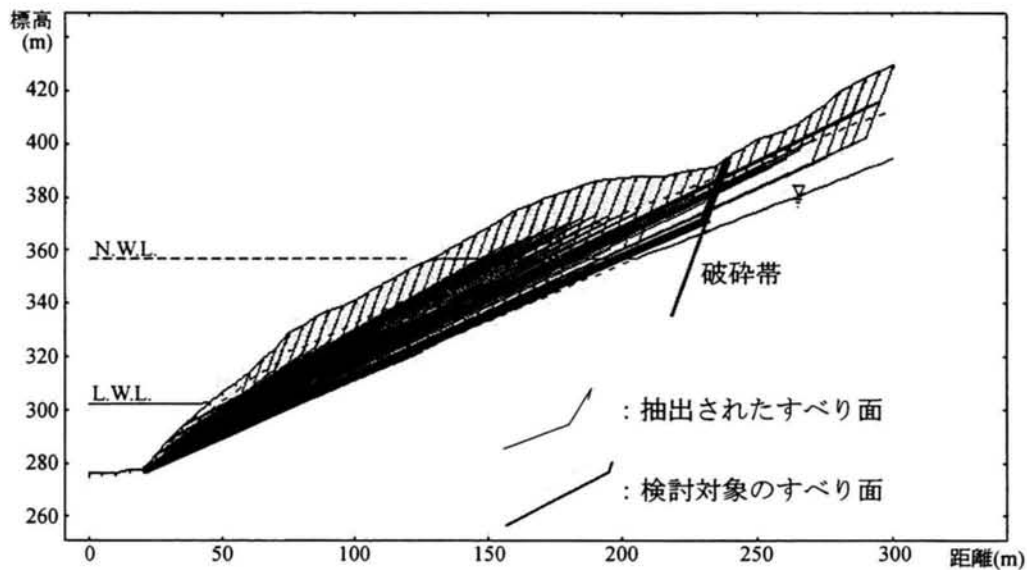


図-5.3.9 地すべり形状の抽出例

ここで、本検討斜面においては、同図に示す位置に破碎帯が確認されている。そこで、抽出した 194 組のすべり面との位置関係を考慮し、すべり面の高角度側は最大でもこの破碎帯位置までとし、最終的に太実線で示す岩盤地すべり形状を以降の検討対象とした。この想定すべり形状の安全率低下係数の低下率は 26%であった。

また、今回は破碎帯の位置から検討対象とする地すべり形状を設定しているが、図-5.3.10に示すように、すべり岩塊の形状が安全率低下係数により大きく異なる。したがって、想定する地すべり形状の大きさや安全率低下係数の低下率によって、発生する被害や可能性が大きく異なる場合には、地すべり形状の取り方に留意する必要がある。

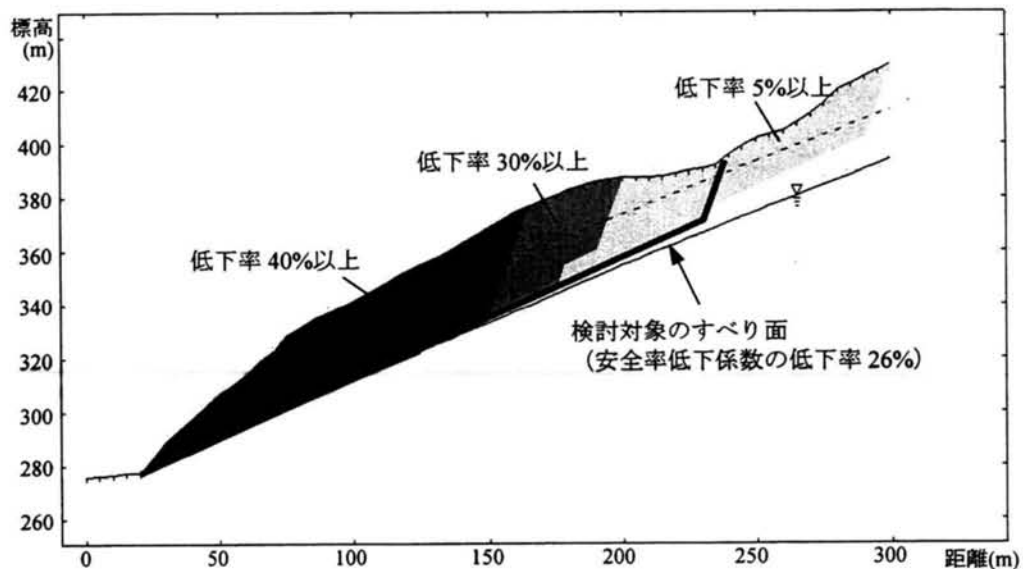


図-5.3.10 安全率低下係数の低下状況の例

5. 3. 4 安定性の評価

抽出した地すべり形状の安定性評価は、地すべりに対する安定性（安全率低下係数の低下率）と危険な（流れ目）不連続面の存在可能性の2つの指標から評価する。ここで、危険な不連続面の存在可能性を評価対象としたのは、地表の露頭調査などから得られた情報の範囲で、極力現実的な評価を行うことを考慮したものである。以下に具体的な評価法を示す。

(1) 不連続面評価

5. 3. 1の不安定な湛水池エリアの抽出で示した方法と同様に、抽出した地すべり形状の走向傾斜と不連続面の走向傾斜の関係から、表-5.3.12に示す評価を行う。

表-5.3.12 抽出した地すべり形状の走向傾斜と不連続面（層理・節理、破碎帯、シーム）
の関係による評価（不連続面評価）※

地すべり形状の走向傾斜との関係	不連続面		
	卓越する 層理・節理	シーム	破碎帯
下記以外	i	i	i
不連続面が流れ盤で斜面勾配より急傾斜	i	ii	iii
不連続面が流れ盤で斜面勾配より緩傾斜	iii	iii	iii

※ i, ii, iii の順に相対的に注意度が高いことを示す。

（2）安定性ランクの決定

安定性は、地すべり形状の安全率低下係数の低下率と不連続面評価の二つの指標により、表-5.3.13 に示す関係から評価する。

表-5.3.13 安定性ランクテーブル

安全率低下係数 の低下率	不連続面評価		
	i	ii	iii
5%以下	I	II	II
5%超、30%以下	II	II	III
30%超	II	III	IV

（3）評価法の適用例

安定性評価の適用事例として、5. 3. 3の岩盤地すべり形状の設定の適用例で抽出した地すべり形状に対し評価を行い、下記の結果となった。

まず、不連続面評価は、存在する破碎帯は流れ盤ではあるものの斜面勾配より急傾斜であり、表-5.3.12 にあてはめると「iii」と評価できる。

そして、安全率低下係数の低下率は26%で、不連続面評価結果は「iii」であるので、安定性は表5.3.13より「III」ランクと評価できる。

5. 3. 5 保安物件への影響を考慮した健全度評価

(1) 保安物件への影響を考慮した健全度評価法

最終評価は、安定性ランクに対し保安物件への影響に対する補正を行うもので、安定管理手法Aでの保安物件への影響による補正と同様に(表-3.3.12 参照)、変状が拡大した場合、保安物件に被害をもたらすか否か、また、その程度により安定性ランク区分を補正して最終評価とする。

なお、最終評価は、①発電施設への影響、②第三者施設への影響による判定のうち、より低い健全度と判定された評価を採用する。

最終評価は、健全度評価（ランク）としてⅠ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳの4ランクに区分され、ランクに応じて、次項で述べる「健全度に応じた対応策の選定」を行うものとする。

なお、今回、保安物件への影響に対する補正は定性的な評価により行うこととしているが、定量的な指標を設定することで、さらに斜面管理を高度化できる可能性がある。

(2) 評価法の適用例

保安物件への影響評価の適用事例として、5. 3. 4の安定性評価の適用例で用いた検討断面に対し評価を行い下記の結果となった。なお、当該斜面の安定性ランクは「Ⅲ」である。

図-5.3.11 に検討斜面と構造物の状況を示す。地すべりが生じた場合、取放水口（損壊、埋没）に被害が生じると想定される。

この被害状況を表-3.3.12 にあてはめた結果を表-5.3.14 に示す。表-5.3.14 において、①発電施設への影響、②第三者施設への影響、の両方で評価し、健全度の低い評価を採用して、健全度は「Ⅲ」ランクとなる。

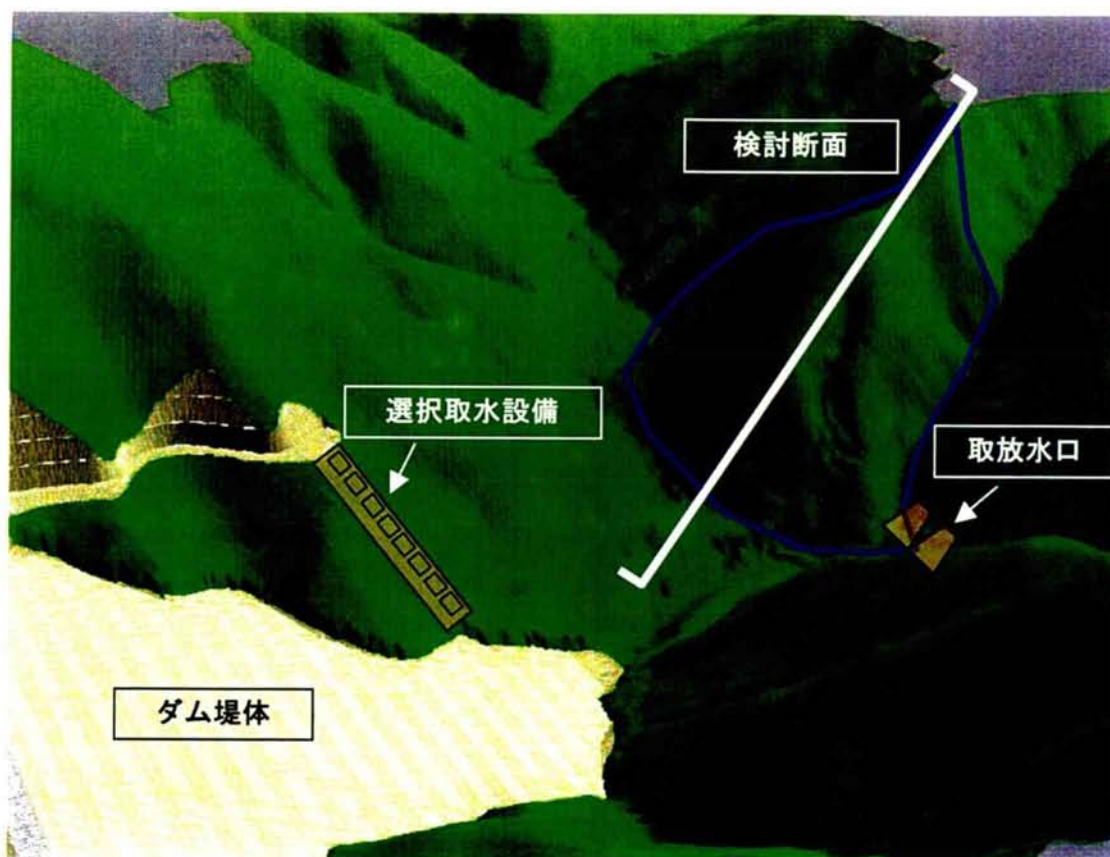


図-5.3.11 検討断面周辺の構造物配置状況の例

表-5.3.14 保安物件への影響による補正の例

保安物件	重要度区分	判定
① 発電施設への影響	規模が大きく、発電施設からの距離が近いもの： 保安物件の被害が大きいと見込まれるもの。	ランクを変えない
	規模は大きい、発電施設からの距離が遠いもの、 または、規模は小さいが、同上施設からの距離が 近いもので、保安物件の被害が小さいと見込まれ るもの。	1ランクあげる (健全側にする) Ⅲ→Ⅲ
	規模が小さく、発電施設からの距離も遠いもので、 保安物件の被害が全くないと見込まれるもの。	ランクⅠとする
② 第三者施設への影響	人命に関わる施設に被害が及ぶと見込まれるもの	ランクを変えない
	上記以外の施設に被害が及ぶと見込まれるもの	1ランクあげる (健全側にする) Ⅲ→Ⅰ
	山林等重要度の低い物件に被害が及ぶと見込まれるもの	ランクⅠとする

5. 3. 6 健全度に応じた対応策の選定

本手法は潜在的な不連続面を評価対象としているため、健全度評価にて高ランクとなったとしても、地すべりの発生に対しては不確実性が非常に高い。

このため、健全度の低い斜面に対し直ちに対策工を実施することは適切ではない。ボーリング等の地質調査あるいは計測を行い、その結果により再度健全度評価を行うことが現実的である。

表-5.3.15に健全度ランク毎の対応を、図-5.3.12に健全度に応じた対応方針を示す。健全度Ⅰ、Ⅱの対応は、安定管理手法Aでの健全度Ⅰ、Ⅱと同内容とし、通常点検あるいは通常監視を行う。健全度Ⅲは地質調査（踏査）を行い、岩盤および不連続面の有無や物性についての情報を基に健全度の再評価を実施する。健全度Ⅳは詳細地質調査により不連続面が判明すれば個別に対策工などの詳細検討を実施する。調査の結果、不連続面がなければ健全度Ⅲとし、重点監視として計測管理を行う。なお、重点監視においては、初生の岩盤地すべりを対象とする場合、実際の地すべり範囲が不明確なため、伸縮計や亀裂測量などの従来法による計測管理は適切ではない。このため、第6章で述べる、広範囲の斜面変状を対象にできる計測管理手法が必要となる。

表-5.3.15 健全度ランクに応じた対応策の選定

健全度	対応レベル	備考
Ⅰ	通常点検	6ヶ月毎に目視観察
Ⅱ	通常監視	3ヶ月毎に目視観察
Ⅲ	地質調査（重点監視）	—
Ⅳ	詳細地質調査	不連続面判明後、個別に詳細検討

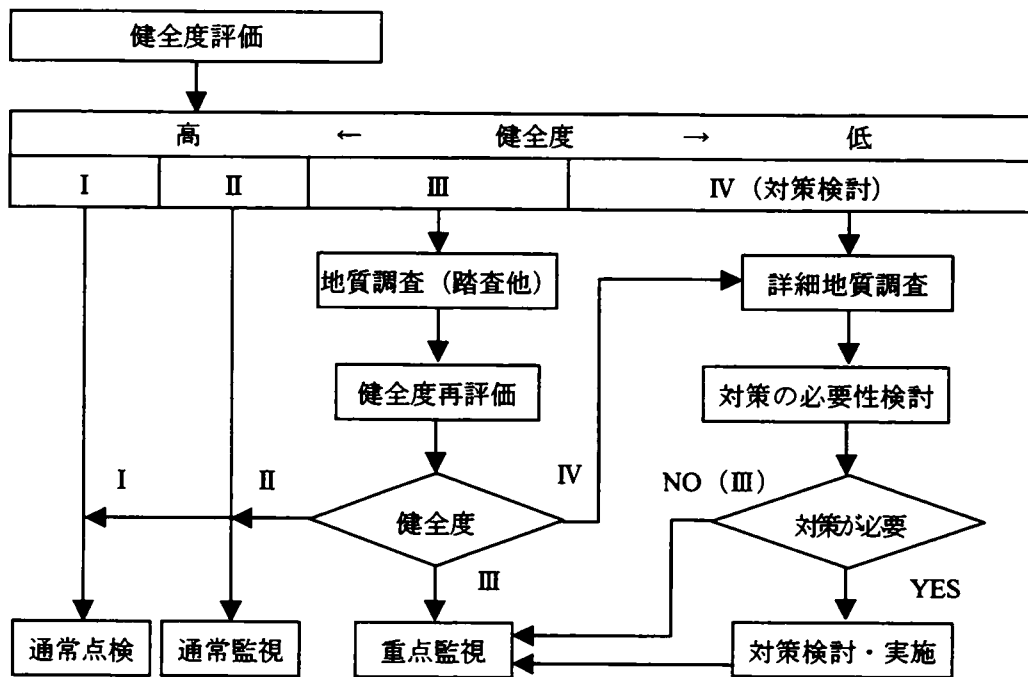


図-5.3.12 健全度に応じた対応方針

5. 4 まとめ

本章では、大規模水位変動を受ける斜面の安定管理手法について、その詳細を論じた。

ここでは、大規模水位変動を受ける斜面の特徴を考慮して、特に潜在不連続面に着目した上で、①湛水池周辺全域の斜面を対象としたマクロ的かつミクロ的な評価による危険斜面の抽出、②危険斜面における地すべり形状（断面）の設定、③安定性及び保安物件への影響度に応じた健全度ランクの判定、④健全度ランクに応じた対応策の選定、に取り組み、安定管理手法Bを開発した。

- ① 湛水池周辺全域の斜面を対象とした危険斜面の抽出法として、すべりやすさを表す斜面と不連続面との走向傾斜の関係に基づく評価方法、水位変動幅に着目した評価方法及び凸状尾根地形などの地形・地質特性による補正方法について論じた。
- ② 危険斜面における地すべり形状（断面）の設定法として、4. 3の潜在不連続面の想定による岩盤地すべり形状の抽出法の検討で述べた考えを適用し、高角度傾斜部と低角度傾斜部からなる椅子型すべりを想定した。そして、不連続面の位置、角度を変えてすべり形状を多数設定し、各すべり形状についてそれぞれ極限平衡解析による安定解析を実施し、水位低下時の安全率低下係数の低下率から、地すべり形状を抽出する方法について論じた。
- ③ 安定性及び保安物件への影響度から、斜面の健全度を判定する手法を提案した。安定性の評価では、安全率低下係数の低下率と、斜面と不連続面との走向傾斜の関係から判定する方法を提案した。斜面崩壊時の保安物件への影響度は、安定管理手法Aに準じて行う方法を提案した。
- ④ 以上の方法により、斜面の健全度を4ランクに区分し、健全度ランクに応じた現実的な対応策が選定できる手法を提案した。

第5章 参考文献

- 1) 建設省河川局監修, 国土開発技術研究センター編集: 貯水池周辺の地すべり調査と対策, 山海堂, pp.8, 1995.
- 2) 土木学会: 岩盤斜面の調査と対策, 丸善, pp.26, 1999.

第6章 湛水池斜面管理の高度化検討

6. 1 概説

第3章では、崩壊、地すべり、土石流といった変状形態を対象として、地形や変状履歴に着目して斜面管理を行う安定管理手法Aを開発し、その適用性を実証した。また、第5章では、揚水発電所の計画地点のように大規模な水位変動を受ける湛水池斜面を対象として、潜在不連続面に起因する岩盤の初生すべりの発生を事前に予測評価して管理する安定管理手法Bの開発について論じた。

これらの安定管理手法A、Bの開発の中でさらなる高度化に向けて、以下の考察を行ってきた。

安定管理手法Bにおいて、5. 3. 6で述べたように、例えば、健全度ランクがⅢと評価された斜面については、重点監視を行うこととなるが、この場合、広範囲の3次元形状を有するどの領域の斜面が潜在不連続面により岩盤地すべりを生じているかを監視する必要がある。このような広範囲の領域の3次元的な変状を低コストで計測監視するには、最近注目されつつあるデジタル画像計測技術の適用が有望であると推察される。

安定管理手法A、Bでは、保安物件への影響評価において、当該斜面が発電施設や第三者施設に及ぼす影響を定性的に概略評価して、斜面の健全度をランク補正している。ここで、3. 3. 2(2)で述べたように、被害の評価をより合理的に行うには、被害額を定量的に評価し、定量的な指標を設定することで、さらに斜面管理を高度化できる可能性がある。また、3. 3. 2(3)で述べたように、対策工の選定に際しては、保安物件への影響、変状発生の可能性及び対策費用などを総合的に勘案して行うことが望ましい。

さらに、被害を精度良く評価するためには、地すべり発生時の移動土塊が周辺構造物に与える影響を定量的に評価することが求められる。

本章では、これらの斜面管理のさらなる高度化に向けて、以下の3つの技術に関して、湛水池斜面管理への適用性について検討する。

- ①デジタル画像計測技術の斜面計測管理への適用
- ②湛水池斜面管理へのリスク評価の適用
- ③不連続変形法（DDA）の湛水池斜面問題への適用

本章では、まず、第2節では、デジタル画像計測技術の湛水池斜面への適用性について基礎検討を行い、本手法を用いた斜面計測管理の可能性について検討する。

つぎに、第3節では、斜面の変状が拡大した場合の被害評価を合理的に行うことを目的として、損失評価法ならびにリスク評価法について検討する。

第4節では、大変形が取り扱える不連続変形法（DDA）の基礎検討を実施し、本手法の湛水池斜面管理への適用性について検討する。

6. 2 デジタル画像計測技術の斜面計測管理への適用

斜面の変状管理に関して従来から用いられてきた測量などの計測技術は、計測対象範囲が局所的となり、また、計測機器の設置や維持管理のためのコスト、現地計測や解析作業における人的コストなどコスト面での問題を抱えている。近年、GPS、レーザー、光ファイバーなどの新しい技術が開発され斜面計測の分野においても序々に普及しつつある。

湛水池斜面の計測管理においては、広範囲かつ三次元的な対象範囲を、低コスト・迅速かつ所要の精度で管理できる計測システムが求められており、デジタル画像計測技術がこれらの条件を満たす有効な手法となる可能性が高い。

このデジタル画像計測技術は対象物をデジタルカメラで撮影し、コンピュータで画像処理することにより対象物の寸法や形状を測定するものであり、対象物より離れた場所から面的な計測が可能で、工業計測の分野ではすでに広く利用されている。しかし、土木分野ではトンネルの内空計測で利用実績があるものの、湛水池斜面のように広範囲、遠距離等の条件下においてはその適用性を検討する必要がある。

本節では、デジタル画像計測手法の具体的な計測方法や理論について述べ、実斜面への適用を踏まえた検証結果からこの手法の評価を行う。

6. 2. 1 デジタル画像計測の原理¹⁾

計測対象をさまざまな地点から撮影することで、1つの点は複数の画像に写る。それらの画像を組み合わせ、特定の点がどの写真のどの位置に写っているかを調べれば、その点の3次元位置を逆算することができる。これが本研究の画像計測法の基本的なアイデアである。

データとして得られるのは、画像上での観測点の x, y 座標である。この観測点の画像上の像と観測点及びカメラの幾何学的関係から導かれる方程式を作り、最小2乗解としての未知数を求める。

未知数は、次の3つのグループに分類される。

- a) 対象点座標： (X, Y, Z)
- b) 外部標定要素：カメラの撮影位置 (X_0, Y_0, Z_0) 、回転角 (θ, ϕ, κ) の6つの変数
- c) カメラの構造に起因するパラメーター：焦点距離やレンズひずみ係数など^{2), 3)}。

対象点の数を n 、画像枚数を m とすると、対象点座標は $3n$ 個、外部標定要素は $6m$ 個、

カメラパラメータ（8個）を合わせて $3n+6m+8$ の未知数が存在する。

最終的に求めるものは、対象点の3次元座標である。この座標軸 X - Y - Z は空間上に任意に設定する。観測点の画像上の像の座標は、画像上に設定した2次元座標 (x, y) である。両者の位置関係は、中心投影原理を背景として結び付けられる。

対象空間座標 X - Y - Z は、対象物の適当な点を原点にとり、対象物に向かって右側水平方向に X 軸を、垂直上方に Y 軸を、手前方向に Z 軸をとる。また、カメラ座標 x - y - z の初期位置は、カメラの光軸を Z 軸上におき、姿勢を水平に保って原点を見たとき、画面右側を x 軸に、画面上方を y 軸に、 Z 軸と一致するように z 軸をとる。対象空間点とその画像上の点の関係は、カメラの原点(レンズ中心)とそれら2点の計3点が、1本の直線上に存在するという原理(中心投影原理)から考察される。これを図示したのが図-6.2.1 である。図における c はレンズの焦点距離に相当するものである。この原理に基づいて導かれる方程式は、共線条件式と称される。

図-6.2.1 において、対象空間座標 X - Y - Z から見た点 P の座標を $X=(X, Y, Z)^T$ 、カメラ座標の原点 O を $X_0=(X_0, Y_0, Z_0)$ とする。またカメラ座標系 x - y - z から見た P の写像 p の座標を $x=(x, y, -c)^T$ とし、空間座標系から見た p を $X_p=(X_p, Y_p, Z_p)^T$ とする。写真面の z 座標は常に $-c$ である。3点 P, p, O は一本の直線上に存在するから、任意の実数 λ を用いて

$$\overrightarrow{OP} = \lambda \overrightarrow{Op} \quad (62.1)$$

と表せる。

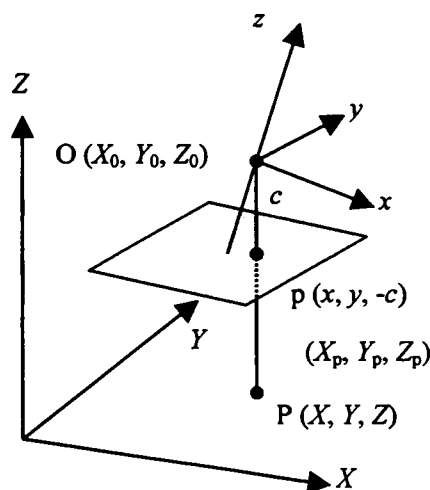


図-6.2.1 共線条件

カメラの回転を表現する行列Mを導入すると式(622)が導かれる。

$$\begin{pmatrix} x \\ y \\ -c \end{pmatrix} = \lambda M \begin{pmatrix} X - X_0 \\ Y - Y_0 \\ Z - Z_0 \end{pmatrix} \quad (622)$$

さらに、これを成分で書き下して λ を消去すると

$$\begin{aligned} x &= -c \frac{m_{11}(X - X_0) + m_{12}(Y - Y_0) + m_{13}(Z - Z_0)}{m_{31}(X - X_0) + m_{32}(Y - Y_0) + m_{33}(Z - Z_0)} \\ y &= -c \frac{m_{21}(X - X_0) + m_{22}(Y - Y_0) + m_{23}(Z - Z_0)}{m_{31}(X - X_0) + m_{32}(Y - Y_0) + m_{33}(Z - Z_0)} \end{aligned} \quad (623)$$

という方程式が導ける。これが共線条件式である。

ただしこの段階での左辺の x, y はひずみのない理想的なカメラで撮影した場合の写真座標である。どのようなカメラにも必ず光軸のずれやレンズひずみが存在する。従って、左辺にはカメラ構造に起因するずれやひずみを考慮し補正する必要がある。一般的に補正は

- ・カメラの内部構造やレンズ歪みに関係したもの
- ・写真の変形や映像の系統的なひずみ

の2種類を考える必要があるが、後者はデジタルカメラでは CCD 画素子の線形ひずみを意味し、本研究では無視できるものとする。

図-6.2.2 に示すように、レンズひずみは半径方向ひずみと周方向ひずみに分類し、半径方向ひずみの係数を k_1, k_2, k_3 、周方向ひずみの係数を p_1, p_2 とし、ひずみをモデル化した補正項は次のように表せる。

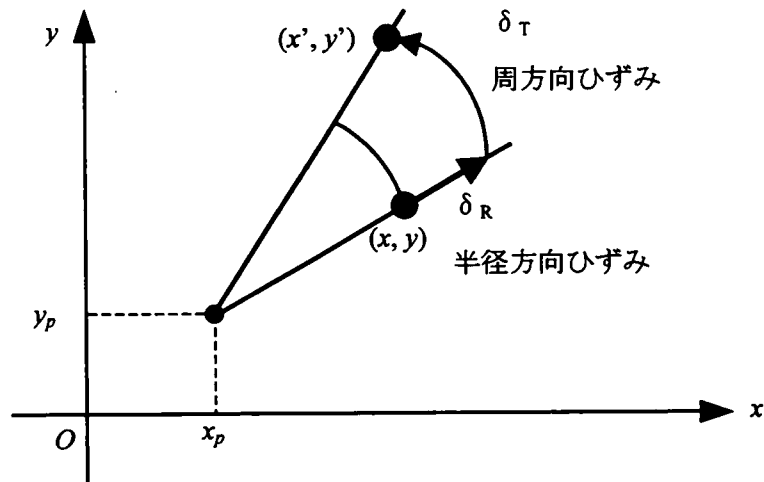


図-6.2.2 レンズひずみの概念図

$$\begin{aligned}
 \Delta x &= -x_p + (k_1 r^2 + k_2 r^4 + k_3 r^6)(x - x_p) \\
 &\quad + p_1(r^2 + 2(x - x_p)^2) + 2p_2(x - x_p)(y - y_p) \\
 \Delta y &= -y_p + (k_1 r^2 + k_2 r^4 + k_3 r^6)(y - y_p) \\
 &\quad + 2p_1(x - x_p)(y - y_p) + p_2(r^2 + 2(y - y_p)^2)
 \end{aligned} \tag{6.2.4}$$

画像上の座標系 x - y は画面の中心を原点とし、CCD 画素の配列と平行に両軸を設定する。レンズの中心から画面へ下ろした垂線と画面の交点を主点という。主点は画像の中心、すなわち原点と一致するとは限らないので、この座標を (x_p, y_p) とおく。ここで、 $r^2 = (x - x_p)^2 + (y - y_p)^2$ であり、レンズの中心と主点位置は一致していると仮定している。これを式(6.2.4)に加え、式(6.2.5)を得る。

$$\begin{aligned}
 x + \Delta x &= -c \frac{m_{11}(X - X_0) + m_{12}(Y - Y_0) + m_{13}(Z - Z_0)}{m_{31}(X - X_0) + m_{32}(Y - Y_0) + m_{33}(Z - Z_0)} \\
 y + \Delta y &= -c \frac{m_{21}(X - X_0) + m_{22}(Y - Y_0) + m_{23}(Z - Z_0)}{m_{31}(X - X_0) + m_{32}(Y - Y_0) + m_{33}(Z - Z_0)}
 \end{aligned} \tag{6.2.5}$$

式(6.2.5)は非線形なので、線形化により連立一次方程式の形にして解く。

一般に非線形方程式 $f(x) = 0$ を解くとき、近似値 x^0 を設定し、そのまわりでテーラー展開により線形化し、その方程式を解いて補正項 Δx を得る。そして

$$x = x^0 + \Delta x \tag{6.2.6}$$

として解を更新する。この補正項を用いて解を更新し、次の線形化の初期値とする。この

手順を解が収束するまで繰り返す。式(6.2.5)も同様にして解くことができる。

$(X, Y, Z, X_0, Y_0, Z_0, \theta, \phi, \kappa, x_p, y_p, c, k_1, k_2, k_3, p_1, p_2)$ の計17個の未知数のそれぞれに式(6.2.6)を当てはめて、線形化の解とする。画像上の測定値を (x', y') とすると真値との関係は、測定誤差 (v_x, v_y) を考慮すると

$x = x' + v_x, y = y' + v_y$ となり、測定値と理論解の差を残存量ベクトル

$\mathbf{e} = \begin{pmatrix} e_x \\ e_y \end{pmatrix} = -\mathbf{F}(X^0, Y^0, \dots, p_2^0)$ として行列表現すると次の観測方程式が得られる。なお、 \mathbf{v}

は誤差ベクトル、 \mathbf{x}_1 は外部標定要素、 \mathbf{x}_2 はカメラパラメータ、及び \mathbf{x}_3 は対象点座標の補正量ベクトルをそれぞれ表す。

$$\mathbf{v} + A_1 \mathbf{x}_1 + A_2 \mathbf{x}_2 + A_3 \mathbf{x}_3 = \mathbf{e} \quad (6.2.7)$$

この式(6.2.7)において、誤差の2乗の総和を最小にする条件にて未知数を求める。すなわち、

$$\Phi(\mathbf{x}) = \sum_{i=1}^n v_i^2 = \mathbf{v}^T \mathbf{v} = (\mathbf{e} - A\mathbf{x})^T (\mathbf{e} - A\mathbf{x}) \rightarrow \min \quad (6.2.8)$$

の条件より正規方程式

$$(A^T W A) \mathbf{x} = A^T W \mathbf{e} \quad (6.2.9)$$

を得る。ただし、 W は重み行列である。この方程式を解くことにより、未知数の最小二乗解が求められる。

6. 2. 2 湛水池斜面への適用に際しての課題

湛水池斜面を計測する場合、つぎのような特徴的な条件が挙げられる。

- ・基準点の設定が困難である。
- ・限られた範囲からの撮影になる。

したがって、これらに対処できる計測法の構築が必要である。まず、基準点が無い場合を考察する。

(1) 基準点の無い場合に対する解法の研究

観測点どうしを線で結ぶことによって、観測の網（ネットワーク）が構成される。観測点の値を一義に求めるためには、ネットワークの形を決めることと同じことになり、これは正規方程式(6.2.9)において、左辺の係数行列が逆行列をもつことを意味し、観測方程式における係数行列の階数(rank)が、ネットワークの形を形成するのに必要な最小限の観測値の数に等しければ、式(6.2.10)のように逆行列を左辺から掛けることで解を一意的に求めることができる。

$$\hat{\mathbf{x}} = (\mathbf{A}^T \mathbf{W} \mathbf{A})^{-1} \mathbf{A}^T \mathbf{W} \mathbf{e} \quad (6.2.10)$$

しかしながら、基準点が設定されない場合、係数行列 \mathbf{A} の rank が落ちてしまう。この rank 落ちの大きさは、平行移動（並進）3、回転3、スケール1の合計7である。式(6.2.9)の係数行列 $\mathbf{A}^T \mathbf{W} \mathbf{A}$ も7つの rank 落ちが生じており、逆行列を用いて式(6.2.10)のように解くことができない。

そこで、本研究は観測点の座標値を基準点無しに求める手法として、パラメーターに rank 落ちに相当する拘束を与えて解くことを考える。

一般的に、方程式 $\mathbf{A}\mathbf{x} = \mathbf{y}$ に解がある場合、

$$\mathbf{x} = \mathbf{x}_{\text{一般解}} + \mathbf{x}_{\text{特殊解}}$$

と書くことができる。ここで $\mathbf{x}_{\text{特殊解}}$ は $\mathbf{A}\mathbf{x} = 0$ かつ $\mathbf{x} \neq 0$ を満たす解であり、このような \mathbf{x} の張る部分空間は \mathbf{A} の核または零空間を構成し $N(\mathbf{A})$ と表現する。 $\mathbf{x}_{\text{一般解}}$ の取り方は様々であるので、これを決める必要がある。そこで行列 \mathbf{A} に直交するベクトル \mathbf{g} を考える。すなわち $\mathbf{A}\mathbf{g} = 0$ とする。ここでの \mathbf{g} は \mathbf{A} のランク落ちの数7つが独立して存在するので、これを $\mathbf{g}_1, \mathbf{g}_2, \dots, \mathbf{g}_7$ とする。そしてこれらを並べてできる行列を

$$\mathbf{G}^T = (\mathbf{g}_1 \quad \mathbf{g}_2 \quad \dots \quad \mathbf{g}_7) \quad (6.2.11)$$

とすると

$$\mathbf{A}\mathbf{G}^T = \mathbf{A}_1\mathbf{G}_1^T + \mathbf{A}_2\mathbf{G}_2^T + \mathbf{A}_3\mathbf{G}_3^T = 0 \quad (6.2.12)$$

である。ただし、カメラの内部パラメーターに関する行列 \mathbf{A}_2 にはランク落ちがないので、 $\mathbf{G}_2^T = 0$ とする。この \mathbf{G} を用いて、 \mathbf{x} に対し

$$\mathbf{G}\mathbf{x} = 0 \quad (6.2.13)$$

という条件をつける。この条件は解のもつ7つの自由度を拘束するという意味をもつ。この条件の下で、式(6.2.9)を最小化すると一意的な解が得られる。 g_1, g_2, \dots, g_7 の選び方は任意であるが、本研究では解析的に作り出したものを使い、 $G = (G_1 \quad 0 \quad G_3)$ を式(6.2.14)のように作る。なお、添字 ij はそれぞれ画像番号、ターゲットの番号を表す。第1～3行は撮影点と対象空間座標の重心の平行移動を拘束する。第4～6行は重心まわりの回転の拘束、第7行はスケールの拘束である。

$$G_1 = \begin{pmatrix} \dots & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots \\ \dots & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots \\ \dots & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & \dots \\ \dots & 0 & -Z_{0i} & Y_{0i} & 0 & 1 & 0 & \dots \\ \dots & Z_{0i} & 0 & -X_{0i} & 1 & 0 & 0 & \dots \\ \dots & -Y_{0i} & X_{0i} & 0 & 0 & 0 & 1 & \dots \\ \dots & X_{0i} & Y_{0i} & Z_{0i} & 0 & 0 & 0 & \dots \end{pmatrix} \quad (6.2.14)$$

$$G_3 = \begin{pmatrix} \dots & 1 & 0 & 0 & \dots \\ \dots & 0 & 1 & 0 & \dots \\ \dots & 0 & 0 & 1 & \dots \\ \dots & 0 & -Z_j & Y_j & \dots \\ \dots & Z_j & 0 & -X_j & \dots \\ \dots & -Y_j & X_j & 0 & \dots \\ \dots & X_j & Y_j & Z_j & \dots \end{pmatrix}$$

これはパラメーターの分散を最小にする解を得ることと同義になる。

この式(6.2.14)と式(6.2.9)を組み合わせた式(6.2.15)を解く。

$$\begin{aligned} \mathbf{v} &= \mathbf{e} - \mathbf{A} \mathbf{x} \\ \mathbf{G} \mathbf{x} &= 0 \end{aligned} \quad (6.2.15)$$

具体的には、式(6.2.8)で定義した関数に、ラグランジュ未定乗数 λ を導入して

$$\Phi(\mathbf{x}, \lambda) = \frac{1}{2}(\mathbf{e} - \mathbf{A} \mathbf{x})^T \mathbf{W} (\mathbf{e} - \mathbf{A} \mathbf{x}) + \mathbf{x}^T \mathbf{G}^T \lambda \rightarrow \min \quad (6.2.16)$$

を考える。 \mathbf{x} 及び λ で偏微分して0とする。

$$\begin{aligned}\frac{\partial}{\partial \mathbf{x}} \Phi &= (A^T W A) \mathbf{x} - A^T W \mathbf{e} + \lambda G^T = 0 \\ \frac{\partial}{\partial \lambda} \Phi &= G \mathbf{x} = 0\end{aligned}\tag{6.2.17}$$

これより、正規方程式は

$$\begin{pmatrix} A^T W A & G^T \\ G & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{x} \\ \lambda \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} A^T W \mathbf{e} \\ 0 \end{pmatrix}\tag{6.2.18}$$

と表すことができる。よって解は

$$\begin{pmatrix} \hat{\mathbf{x}} \\ \lambda \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} A^T W A & G^T \\ G & 0 \end{pmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} A^T W \mathbf{e} \\ 0 \end{pmatrix}\tag{6.2.19}$$

となる。これは、一般逆行列を式(6.2.9)の左辺から掛けることに相当する。

このときの一般逆行列の形は次のようになる。

簡単のため W を単位行列とする。逆行列の定義から次式が成り立つ。

$$\begin{pmatrix} A^T A & G^T \\ G & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} Q & \beta^T \\ \beta^T & \gamma \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} I_m & 0 \\ 0 & I_r \end{pmatrix}\tag{6.2.20}$$

この式から次の4式が得られる。

$$\begin{aligned}A^T A Q + G^T \beta^T &= I_m \\ A^T A \beta + G^T \gamma &= 0 \\ G Q &= 0 \\ G \beta &= I_r\end{aligned}\tag{6.2.21}$$

この第1式の左から G をかけると式(6.2.22)となる。

$$G A^T A Q + G G^T \beta^T = G\tag{6.2.22}$$

$G A^T = 0$ であり、また $G G^T$ の逆行列が存在するので、 $\beta^T = (G G^T)^{-1} G$ が導かれ、これを式(6.2.22)の第1式に代入して式(6.2.23)を得る。

$$A^T A Q = I_m - G^T (G G^T)^{-1} G\tag{6.2.23}$$

これより、最終的な一般逆行列の式は式(6.2.24)となる。

$$\begin{pmatrix} A^T A & G^T \\ G & 0 \end{pmatrix}^{-1} = \begin{pmatrix} Q & G^T (GG^T)^{-1} \\ (GG^T)^{-1} G & 0 \end{pmatrix} \quad (6.2.24)$$

ここで $Q = (A^T A + G^T G)^{-1} - G^T (GG^T GG^T)^{-1} G$

この式 (6.2.24) によって、基準点が無い場合でも未知数を求めることが可能になる。

(2) 限定された撮影形態に対する解法の研究

画像計測法の場合、計測精度 σ_{xyz} は、さまざまなパラメーターと式(6.2.25)で表される関係がある。

$$\sigma_{xyz} = \frac{q}{\sqrt{k}} \cdot \frac{d}{c} \cdot \hat{\sigma}_0 \quad (6.2.25)$$

ここで q : ネットワークの強度を表す係数

k : ひとつ（またはその近傍）の撮影場所から写した枚数の平均値

d : カメラから対象物までの撮影距離

c : レンズの画面距離

$\hat{\sigma}_0$: 画像上での観測点の計測誤差（標準偏差）

精度に影響を与えるいくつかのパラメーターのうち、撮影距離に対しては、レンズの焦点距離の大きなものを使うことが挙げられる。一方、ネットワークの強度を表すものとしては、撮影形態がある。写真画像を利用した工業計測は、いわゆる収束撮影と称されるような対象物をあらゆる方向から撮影する形態を取るが、斜面観測の場合は撮影現場の条件より撮影方向が限定されてしまう。図-6.2.3 は、これを模式的に表したものであり、左図が斜面の撮影形態である。

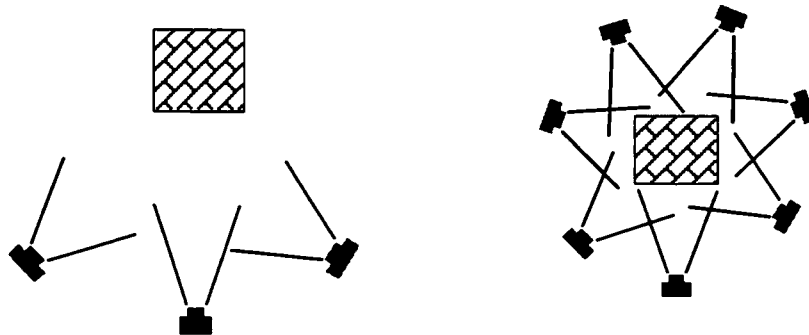


図-6.2.3 撮影形態の模式図

図において、左のような撮影形態を取る場合は、式(6.2.25)におけるネットワーク係数が大きくなり、計測精度が悪くなってしまう。ここでは、それを防ぐための解法を考察する。

画像計測法では、すべての未知数を同時に求める解法（バンドル調整法）を用いるが、正確に求めたい解は、対象点座標についてのみである。前述の拘束条件付の下で最小二乗解を求めることは、未知数からなる図形の重心を固定して解くことになる。図-6.2.3 の右のような収束撮影では、重心は観測点内が形成するネットワーク内に存在するが、左ではカメラ位置や角度に関する未知数が形成するネットワークに重心は移行する。観測点の精度を高めるためには、重心を観測点からなるネットワークに近い方に移行することが必要である。従って、最小二乗法において未知数に対する重みを変え、求めたい解の分散を最小にする工夫をし、重心からの各未知数の距離を変化させることが必要になる。このため、前述の拘束条件のうち、撮影位置や回転角に関する拘束条件 G_1 を 0 とし、対象点座標の分散のみを最小にすることを考え、

$$B = \begin{pmatrix} 0 & 0 & G_3 \end{pmatrix} \quad (6.2.26)$$

で拘束を与える。このとき一般逆行列は次のようになる。

このとき一般逆行列は次のようになる。

$$\begin{pmatrix} A^T A & B^T \\ B & 0 \end{pmatrix}^{-1} = \begin{pmatrix} Q & G^T (B G^T)^{-1} \\ (G B^T)^{-1} G & 0 \end{pmatrix} \quad (6.2.27)$$

ここで $Q = (A^T A + B^T B)^{-1} - G^T (G B^T B G^T)^{-1} G$

これにより、観測点の重みを大きくし、他の未知数に比べてその分散が最小となる。

これらが解析にどのように反映されるかをシミュレーションによって検証する。解析に用いたモデルは、室内に構築したターゲット場である。室内試験での解析条件を表-6.2.1 に示す。いずれの場合も基準尺を入れたので、係数行列のランク落ちは 6 となる。したがって 6 個の拘束条件を加える。また、撮影形態においては、図-6.2.3 に示すような限られた方向からのものでシミュレーションを行った。

表-6.2.1 室内試験での解析条件

画像枚数	40 枚
ターゲット数	85 個
観測方程式の数	3742 本
未知数	503 個
基準尺	2 本

結果を表-6.2.2 に示す。但し、精度の評価は次のような内的誤差を定義した。

正規方程式の解である未知数の推定値の分散は、 $A^T W A = N$ とし、観測値ベクトル \mathbf{e} の分散 Σ_e を用いて式(6.2.28)のように表せる。

$$\begin{aligned}\Sigma_{\hat{\mathbf{x}}} &= (N^{-1} A^T W) \Sigma_e (N^{-1} A^T W)^T \\ &= (N^{-1} A^T W) \Sigma_e (W^T A N^{-1})\end{aligned}\quad (6.2.28)$$

観測値の分散すなわち観測点の画像上の観測精度は、(式の数) - (未知パラメーターの数) で表される自由度 $n-m$ により式(6.2.29)のようになる。

$$\hat{\sigma}_0^2 = \frac{\mathbf{v}^T W \mathbf{v}}{n-m}\quad (6.2.29)$$

これより未知数の分散共分散行列が得られ、次式で表される。

$$\Sigma_{\hat{\mathbf{x}}} = \hat{\sigma}_0^2 N^{-1}\quad (6.2.30)$$

未知数の推定値の分散は、この行列の対角要素である。この値は内的精度と称され、観測の信頼性を表す。即ち、内的精度は、何度も同じ計測を繰り返したとき得られる対象点座標推定値のばらつきの範囲、すなわち、母標準偏差の推定量である。

表-6.2.2 において、 A は G により全未知数を拘束する方法であり、 B は撮影位置や回転角に関する拘束条件 G_1 を 0 として観測点座標のみを拘束する方法である。また内的精度は X , Y , Z のそれぞれとその平均を示す。結果では、画像面における観測精度はいずれも同一で、 $\hat{\sigma}_0 = 0.4689 \mu\text{m}$ (約 1/25 画素) であり、正確な計測が実施されたことを示す。また画像面における観測精度が同じであることは、再構成されたモデルは互いに相似であることを示しているが、各座標の推定精度の平均値は大きく異なっている。

表-6.2.2 拘束条件の違いによる精度の違い

		A	B
繰返し計算回数		4	4
画像面の観測精度(μm)		0.469	0.469
内的精度 (mm)	σ_x	0.317	0.092
	σ_y	0.150	0.041
	σ_z	0.460	0.125
	σ_{xyz}	0.334	0.093
繰返し計算1回の所要時間 (sec)		38.36	5.03

この結果より、斜面のような撮影形態が限られた場合は、本研究のような拘束条件が有利であることが実証された。

また、繰返し計算に要する時間にも大差が生じた。A では全未知パラメーターについてその分散を最小にするため、B より多くの計算時間を必要とする。枚数・ターゲット数がさらに多くなると、初期近似値にもよるが、B による調整計算の方が速いことは自明である。なお、MPU の能力は 1 GHz のものを使用した。

以上より、対象点座標のみを拘束する解法が、精度・計算時間ともに優位であることが判った。特にリアルタイム計測の適用を考えると、本研究による画像計測法の効果は大きいと推察される。

6. 2. 3 実斜面への適用による検証

(1) 適用斜面の概要^{4), 5)}

対象サイトは道路工事にともなう切取り斜面であり、上からベンチカットで切下がり、掘削終了後に法面覆工を行う。その規模は高さ 41m 幅 100m である。現地の概要と計測サイトの平面図を図-6.2.4 に、状況写真を写真-6.2.1 に示す。地表部は土砂で、そのすぐ下に軟岩が現れる。なお、切取り前は植生に覆われていた。

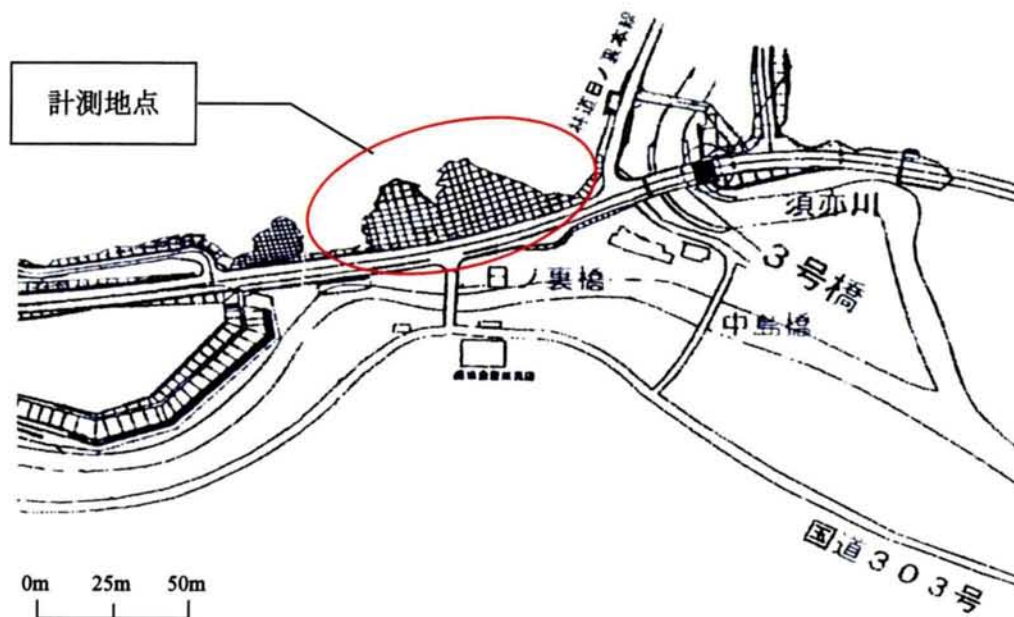


図-6.2.4 計測対象サイト平面図



(a) 2000年9月27日



(b) 2000年12月20日

写真-6.2.1 計測対象サイトの状況

(2) 撮影条件

以下の要領で撮影の計画を立てた。

- ①収束撮影となるようカメラ位置を決める
- ②広角レンズを用いる
- ③ターゲットを面状に配置し、計測範囲を広くする

カメラはNikon D1を使用するため、短焦点（広角）レンズを用いることで広範囲を写す

方法をとった。そこで18mm レンズを使用した。しかしながら、焦点が短いレンズほど周辺部のひずみが大きくなるという問題がある。ひずみのモデル式で補正はしているが、十分でない可能性がある。そこで、今回の撮影ではなるべく画像の周辺部を使わずにすむよう、計測対象面（ターゲット設置地点）が中央になるように撮影した。図-6.2.5 に現場撮影状況及び撮影条件を、写真-6.2.2 に撮影画像例を示す。

計測は2回行ったが、作業上の制約により2日連続で撮影したため、この間に変位は生じていないものと推察される。

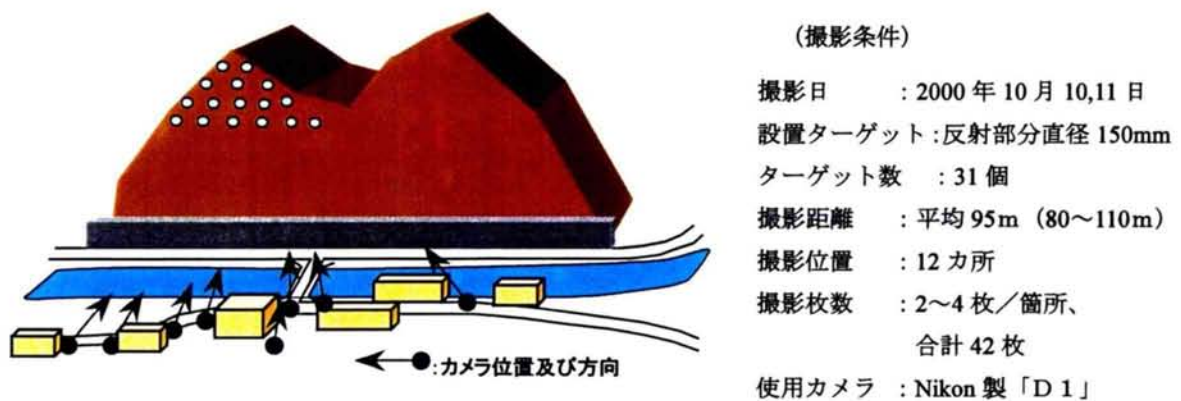
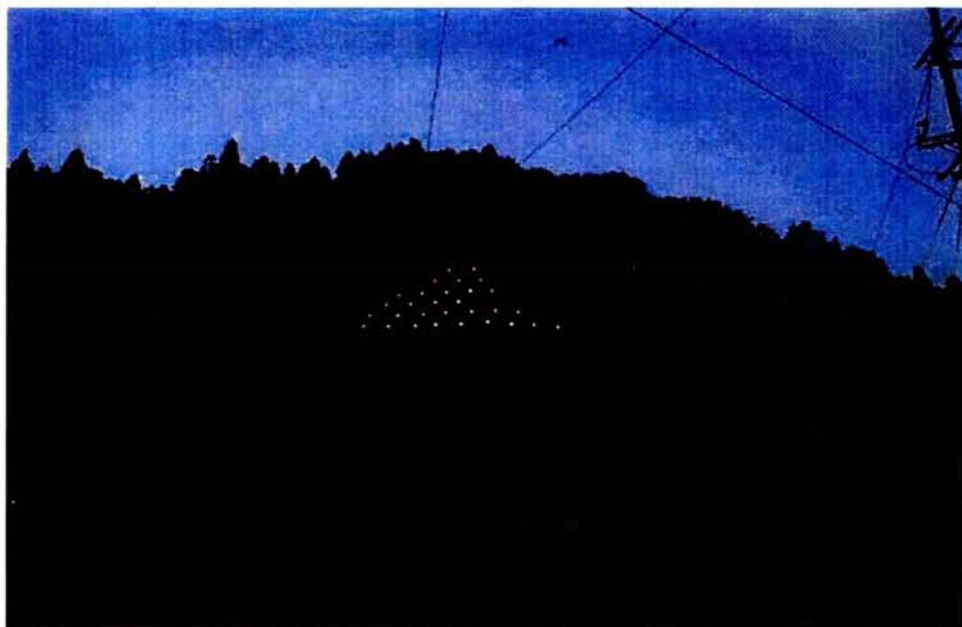


図-6.2.5 現場撮影状況及び撮影条件



(2000×1312=約260万画素)

写真-6.2.2 ターゲット面の画像例

撮影に先立ち、シミュレーションを行った。ターゲット数は31個のままとし、画像枚数について検討した。その結果を図-6.2.6に示す。この結果からは、35枚よりも多くなると精度はほとんど上がらなくなる。ここから枚数を決めるが、余裕をみて42枚に設定した。

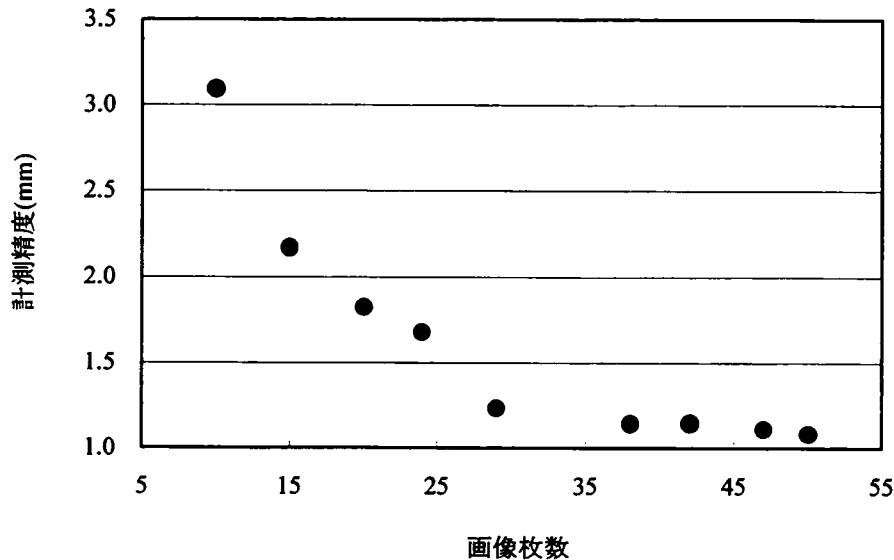


図-6.2.6 シミュレーション結果

また、対象が100mの遠方となる計測は初めてのため、ターゲットの大きさや反射材について検討した。最終的に反射面の直径を15cmとすることで、画像上の直径が5画素以上で得ることができた。撮影はカメラ軸を90°ずつ回転させ、各位置で4枚または2枚の撮影を実施した。

計測は各日とも道路工事終了後の17時から行い、撮影にかかった時間は約30分であった。なお、画像の解析の際、ターゲット像の番号はすべて手動認識で行った。

(3) 計測結果

調整計算の結果を表-6.2.3に、そこから得られたターゲット及びカメラ位置を図-6.2.7に示す。また、2.2.2(1)、(2)及び(3)の、A地点、B地点及びC地点での最大の変位状況を表-6.2.4に示す。

表-6.2.3 各計測の調整結果

		1st (10/10)	2nd (10/11)
観測方程式		2,522	2,498
未知数		353	
画像面上の誤差 $\hat{\sigma}_0$ (μm)		0.2522	0.2467
座標推定精度 (mm)	σ_x	1.0391	0.9317
	σ_y	1.4256	1.3158
	σ_z	0.7275	0.6710
	σ_{xyz}	1.1017	1.0082

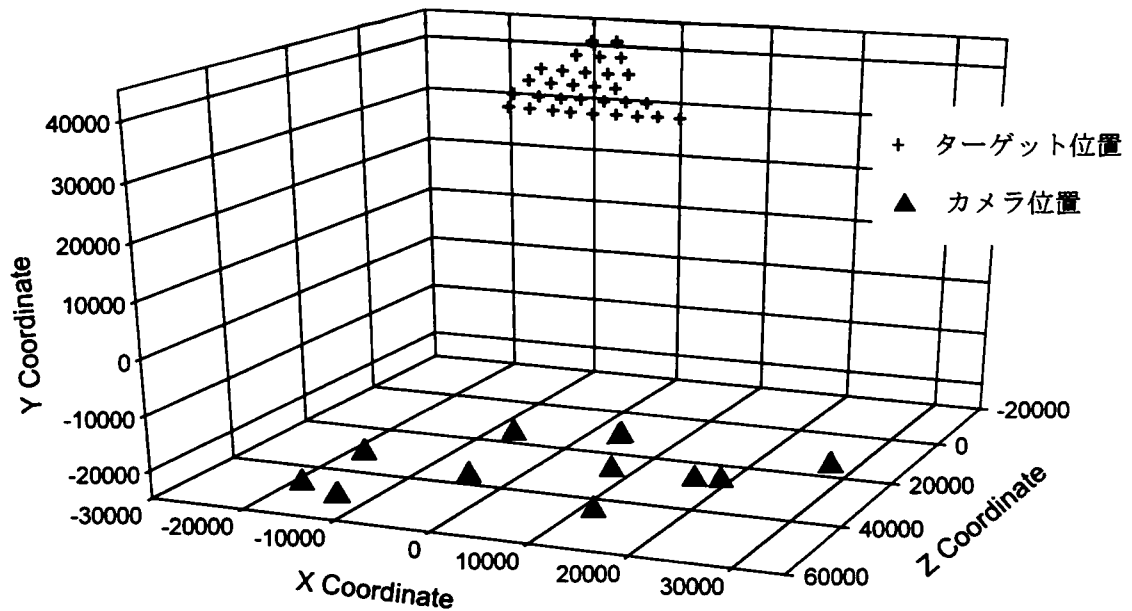


図-6.2.7 ターゲット及び撮影位置

表-6.2.4 変位状況 (最大)

地点	最大変位
A	72mm/週
B	68mm/週
C	4.2mm/週

2 回とも、ほぼ同等の精度で計測されている。これより、再現性については問題ない。その精度であるが、まず、画像面上の誤差は平均 $0.249\mu\text{m}$ である。1 画素のサイズは $11.8\mu\text{m}$ なので、 $1/47.4$ 画素の精度で座標を計測できたことになり、非常に良好な撮影が行えたといえる。また、対象座標値については、撮影距離 100m に対し 1mm の推定精度が得られた。この推定精度は、表-6.2.4 に示す A～C 地点での斜面変位量を十分に捉えられており、斜面変状の計測監視に対し実用的な精度を有している判断できる。

トータルステーションの測角精度が 2 秒、測距精度が 2mm 程度であることを考慮すると、互角かそれ以上の精度である。また、つぎに、画像枚数及びターゲット密度と計測精度の関係について考察する。

収束撮影の場合、各位置から均等に減らせば k の平方根に反比例して精度が落ちていくのは明らかであり、図-6.2.6 のシミュレーション結果とよく一致する（図-6.2.8 参照）。

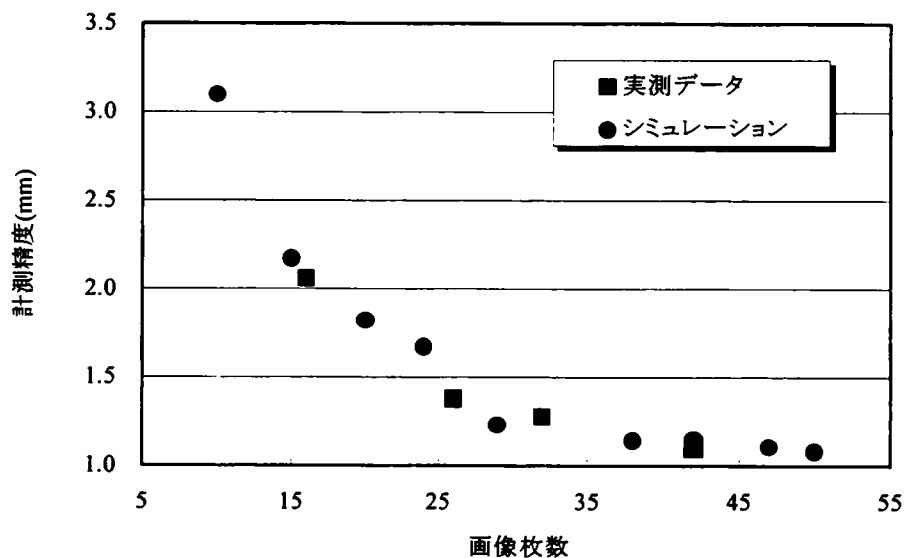


図-6.2.8 枚数と精度の関係（実測／シミュレーション）

完全な収束撮影でない場合について検証する。図-6.2.7 において、撮影位置の X 座標値が正／負（図では右／左）で 2 パターンに分けてみる。結果は表-6.2.5 のようになった。

表-6.2.5 異なる画像セットとその結果

	<右>	<左>	<全体>
撮影位置	6 か所	5 か所	11 か所
画像枚数	22 枚	20 枚	42 枚
画像面上の誤差 $\hat{\sigma}_0$ (μm)	0.2850	0.2699	0.2522
座標推定精度 σ_{xyz} (mm)	2.3833	1.9221	1.1017
θ の範囲 (degree)	5~39	-21~6	-21~39

$\hat{\sigma}_0$ はほとんど変わらないが、推定精度はそれぞれ 2.3833mm 及び 1.9221mm となった。さらに右側から撮影した画像のみを用いた場合は、左側からに比べ枚数が多いにもかかわらず、精度が悪い。この原因は撮影形態にあると考える。撮影形態を構成するファクターの1つである、x-z 平面の回転角 θ を比較した。すると、右側からの値は正のみであったが、左側からは（正，負）＝（4 枚，16 枚）で両方含まれていた。このことより、回転角を十分にとった撮影計画を立てることが重要であることが判明した。

ターゲット 31 個を設置したサイトの面積はおよそ 140m²、1 m² あたりでは 0.22 個である。そこでネットワークの強さを計算すると

$$q = \frac{\sigma_{xyz}}{\hat{\sigma}_0} \cdot \sqrt{m} \cdot \frac{c}{d} = \frac{1.1}{0.00025} \cdot \sqrt{4} \cdot \frac{18}{100000} = 1.584$$

となるのでネットワークとしては弱い。しかし、図-6.2.8 から判るように、撮影枚数を増やしても精度は僅かしか上がらない。むやみに枚数を増やすと後の処理に時間がかかり効率が悪くなるので、40 枚前後の枚数で適当であった。ここから言えるのは、シミュレーションから撮影枚数を決定することの重要性である。

図-6.2.9 にターゲットを減じた場合の計測精度に表れる影響を示す。なお、画像枚数は 42 で固定している。参考に枚数によるグラフ（ターゲットは 31 個使用）も同掲し、精度のスケールを同一にして比較した。

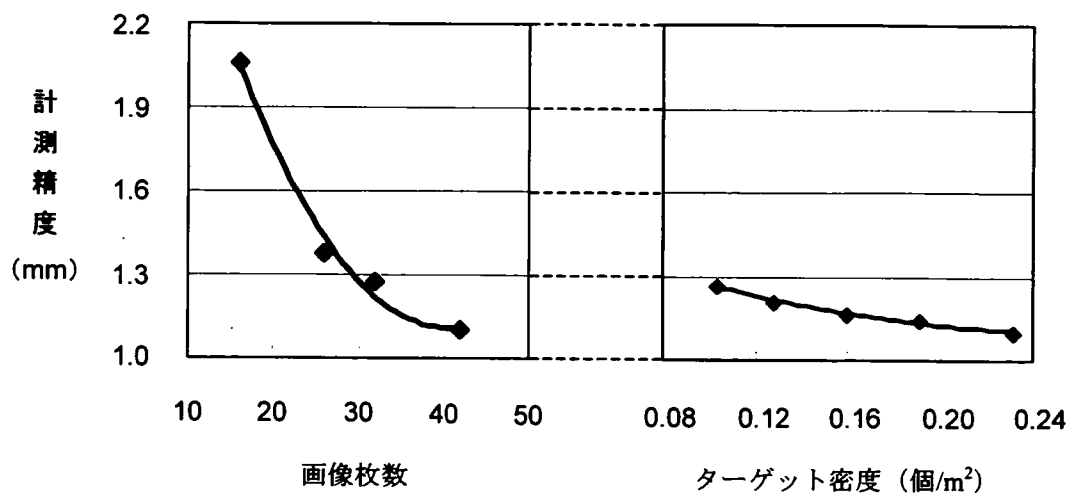


図-6.2.9 画像枚数／ターゲット密度～精度の相関

計測精度はターゲット数よりも画像枚数による影響のほうが大きいことが実証された。ターゲットの密度については、単位面積あたりの数を減らしても大きな落ち込みはない。撮影距離 100m に対して 1mm 程度の精度をめざすならば、ターゲットは 2~3m おきに設置すれば達成される。ただし、収束撮影を行うことが絶対条件になる。

(4) 計測管理への適用性評価

拘束条件つき最小 2 乗解(座標軸を固定しないフリーネット法によって得られた解)は、絶対座標系にないため、単純に座標値の差をとっただけでは何ら意味をもたない。しかし、事前に精密に測定されたスケール(長さ情報)を入れて計測されたデータ(モデル)は、実物のサイズと合同である。その場合「2 点間の距離」は厳密であり、間隔において計測した 2 回の距離を比較することで、ターゲット間の伸縮を計測することが可能である。以下ではこの比較を行うが、前述のとおり 2 日連続の撮影しているので、実変位は 0 と仮定した。

隣りあうターゲットの距離を計測回ごとに求め、両者の差を計算した。その結果を図-6.2.10 に示す。また計測点ごとにこれらの平均値をとり、その大きさを円で表したものが図-6.2.11 である。計 72 の距離について平均値は-0.666mm となり、仮定からはややずれている。しかし、座標推定精度が 1mm であることを考慮すると、全体的には誤差の範囲で一致していると言える。また、スケール情報によって解析モデルのサイズが決まることから、その測定精度も結果に影響することを考慮に入れなければならない。今回の計測では、

斜面に設置したターゲットとは別に基準尺を入れたのではなく、はじめにフリーネット法で3次元座標を求めたターゲットから、2点間の距離を計算し、それをスケールデータとした。すなわちスケールの精度は平均で

$$\sqrt{(1.1017)^2 + (1.1017)^2} = 1.558 \text{ mm}$$

となる。そのため最大で3mmの差が生じたものとする。より精密に測定した長さ情報を入れられることができたならば、これらの差はもっと小さくなると見込まれると同時に、相対距離の差がスケールの測定精度よりも大きく表れた場合、その2点間に変位を生じていると判断することが可能となる。

また、図-6.2.10 及び図-6.2.11 では大部分のターゲット間もしくは標点で変位が負、つまり2回目の相対距離が小さくなっているが、これは基準尺に用いたデータが実距離より小さかった可能性がある。これにより、ネットワークを構成する図形全体が縮小されたと推測される。

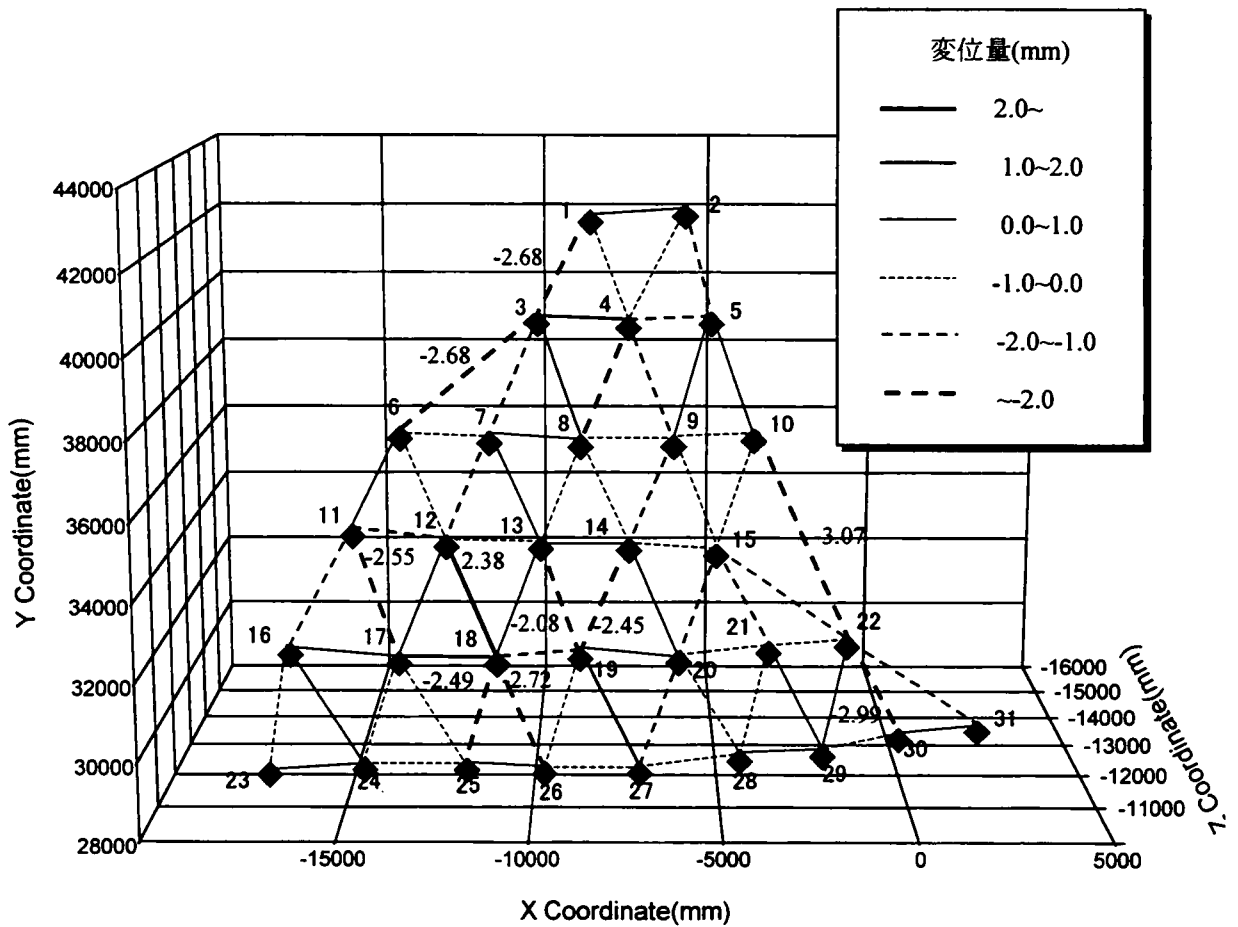


図-6.2.10 隣りあうターゲット間の相対変位

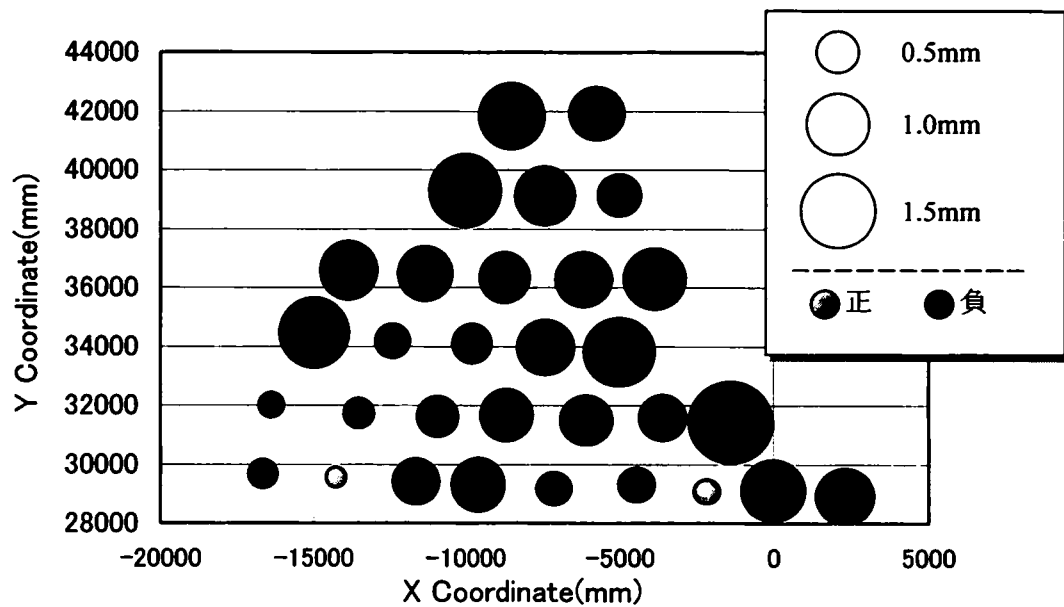


図-6.2.11 点ごとの変位の平均値

これらの結果から“どの点が動いたのか”を厳密に判定することは難しいが、伸縮の平均値が大きい点の周辺が相対的に動いている、と言うことは可能である。これにより危険箇所を簡便に特定することができ、ピンポイントに対策工などの対策を講じることが可能となる。また、逆解析の入力データとして活用することもできる。

以上より、画像計測によるターゲット間はすべて伸縮計と同義とみなせるうえ、伸縮計にはない面的な計測が可能であるといえる。

6. 2. 4 デジタル画像計測技術の評価

本節に述べた結果により、以下の結論が得られた。

(1) 広範囲に多点の測定を簡便に行え、面的に位置情報をとらえることが可能

これまでに行われてきた画像計測は、工業製品の精密計測に適用されることが大半であり、そのサイズは大きくても 10m 程度である。それに対し、斜面は場合によっては数 100m もの規模があり、これまでそのようなサイズで実施された例は皆無である。本研究では実斜面を対象にして、十分な精度で 3 次元座標を復元することができた。

(2) 基準点なしの拘束条件つき最小 2 乗法により高精度計測が行える

湛水池斜面の計測において、基準点を設けることは困難か不可能に近いことが多い。また、他の計測器で測定した点を基準とすることもあるが、その機器の誤差を最初からもっていることになり、そこから得られた計測値の信頼性は必ずしも高くない。このような状況を考慮し、基準点を用いない計測を行うため、それに付随する係数行列のランク落ちを補う拘束条件について提案を行った。これにより未知数の推定値を一意に決定することができ、かつその精度を高めることを可能とした。

(3) 精度への影響は画像枚数の効果が大きい

実験結果では、画像の枚数が計測精度に影響することを直接表した式である。ネットワークの強度定数も高精度計測の要素に入っているが、まだ定量化されていない。原位置で行った計測から、画像枚数やターゲット数によってどのように精度に関係するかを調べたところ、画像枚数のほうが影響は大きいという結果が得られた。このことから、ターゲットを十分設置できない場合でも、枚数を確保して精度を落とさないようにすることが可能

である。さらに収束撮影によってネットワークの強度を落とさずに計測を行える。また、ターゲットは設置にかかる手間を考慮するなら、撮影する画像を増やせばよいと推察される。

(4) 2点間の距離の変位を計測することで伸縮計と同じ計測が可能

本検討では、基準点情報が0でも、拘束条件を付加して最小2乗解を求める方法（フリーネットワーク解法）を適用することで高精度計測が行えることを証明した。そこで長さを精密に測定した基準尺を入れておけば、対象物のサイズはいつ計測しても同じであるから、2点間の距離を比較することは十分意味がある。これは伸縮計の考え方と同じである。画像計測法の最大の利点である「多点を同時に計測できる」ことから考えると、ターゲット間はすべて伸縮計とみなすことができる。これによって面的に相対変位が計測可能になり、危険箇所の特定を行うことが可能である。例えば、湛水池斜面において、地すべり発生の可能性が高いと評価された斜面について、湛水前から運用開始、あるいは運用中においても、予防保全的な管理（図-6.2.12）を低コストで実施することが可能である。

以上のようにデジタルカメラを用いた画像計測法は、斜面動態観測という点からは非常に有効な計測手法であることがわかった。今後、現場へ普及・浸透していくためには、最適な撮影形態の確立やターゲット認識・画像接続の自動化などの課題が残されている。しかしながら、コストが最も抑えられ、誰でも容易に扱える利点は大きい。

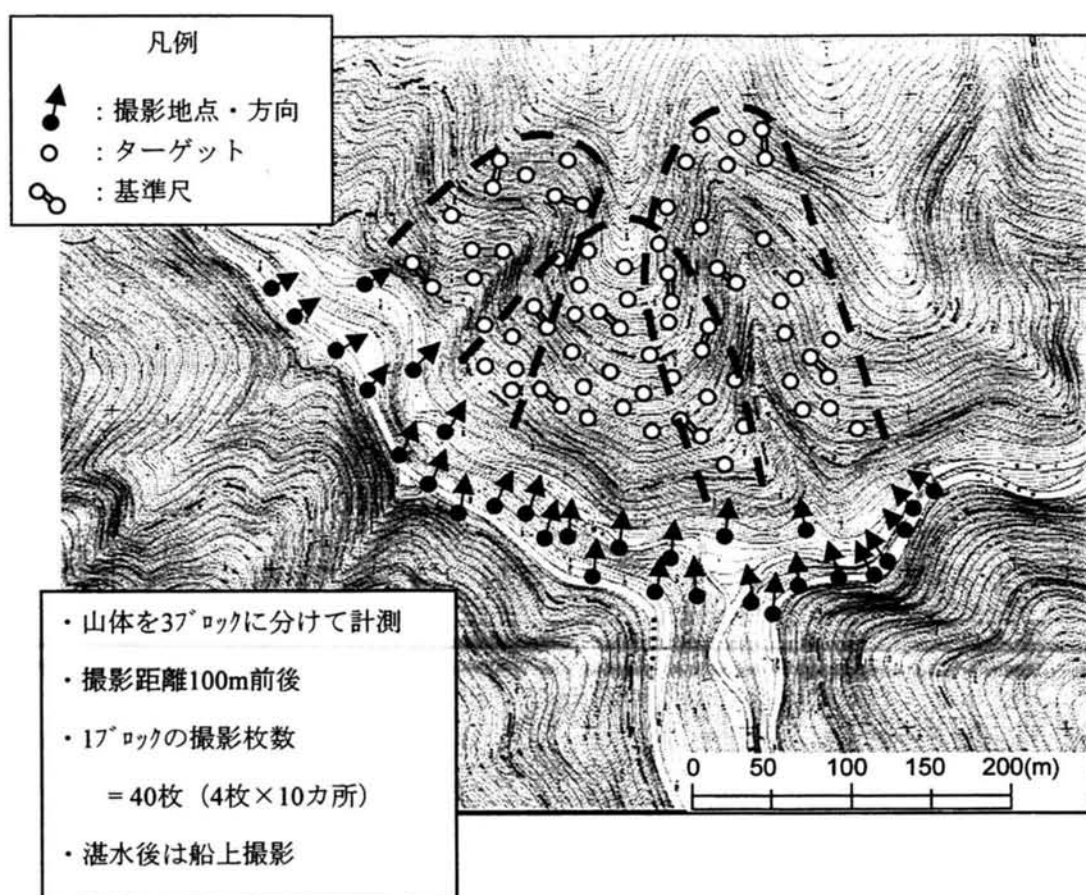


図-6.2.12 予防保全的な計測管理の例

6. 3 湛水池斜面管理へのリスク評価の適用

安定管理手法A, Bでは、変状が拡大して保安物件や第三者に与える影響を評価する際、被害の重要度に応じて、定性的な指標により斜面の健全度を補正するという考え方を採用している。ここで、より適切に被害の評価を行うためには、被害シナリオを作成した上で、予想される被害額を算定して評価する損失評価法や、発生確率と被害額から評価するリスク評価法の適用が有効となる可能性がある。そこで、本節では損失評価法とリスク評価法の湛水池斜面管理への適用について検討する。

6. 3. 1 損失評価法

図-6.3.1 に例示するように、構造物近傍の斜面が崩壊した場合、取放水口、選択取水設備、ダムなどに被害を及ぼす可能性がある。ここでは、斜面が崩壊した場合、崩壊に伴う直接的あるいは間接的な被害額（復旧費を含む）の発生により、水力発電所の建設プロジェクト等の収益に及ぼす影響を定量的に評価する損失評価法の斜面管理の適用について検討する。

ここで、斜面崩壊による直接的あるいは間接的な被害に伴う影響については、事前に被害シナリオを策定し、崩壊斜面の規模、位置から影響度合いを考慮して被害額を算定し、この被害額とプロジェクト費用との比率を評価指標とする手法を提案する。以下に具体的な手法を述べる。

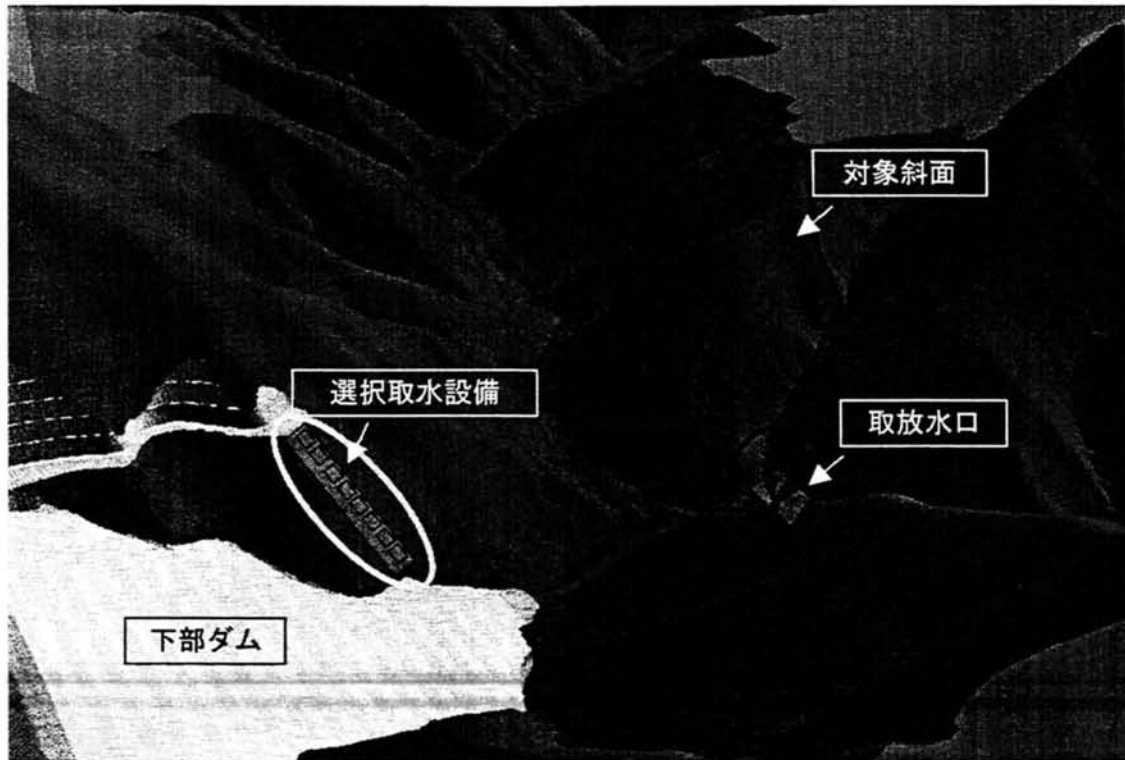


図-6.3.1 構造物近傍の斜面のイメージ

(1) 検討対象とする被害とその検討方法

湛水池周辺斜面地すべり発生時の影響度として、

- ①人身被害の発生
- ②地域社会、不動産等への被害等の発生
- ③復旧費用
- ④発電支障等による減収

などが考えられ、具体的な例として、表-6.3.1 に示すように、地すべりに伴う被害の連鎖により影響が発生する。

しかしながら、ここで想定する被害のうち、①の人身被害が想定される場合は最も危険側の評価とする。また、②の地域社会、不動産等への被害を金額換算する場合は、その補償額等を算定する必要があるが、これは個々のケースに応じた判断が必要となるため、今回の検討からは除外する。なお、これら①と②の二つの被害は、道路の損壊等による直接的なものを除くと、斜面崩壊時の水面変動に伴いダム越波が発生した場合に起こると想定できるため、前述の2つの被害は、ダム越波を想定することとし、最も危険側の評価とする。またこのことは、ダム越波が発生すれば、ダム本体の損傷あるいは洪水吐ゲート等の

放流設備の損壊等、ダムの安全性を著しく損ねる可能性が高く、ダムの安全性確保の観点からも妥当と判断される。

つぎに、③の復旧に伴う必要金額の算定方法について述べる。

a) 発電施設、構造物基礎、道路等への直接的被害

地すべり斜面の位置、範囲と構造物等との位置関係から被害対象構造物、被害範囲等を特定の上、被害額を算定する。

b) 堆砂に伴う取水口等埋没による発電施設の機能低下（土塊移動解析手法の適用・評価）

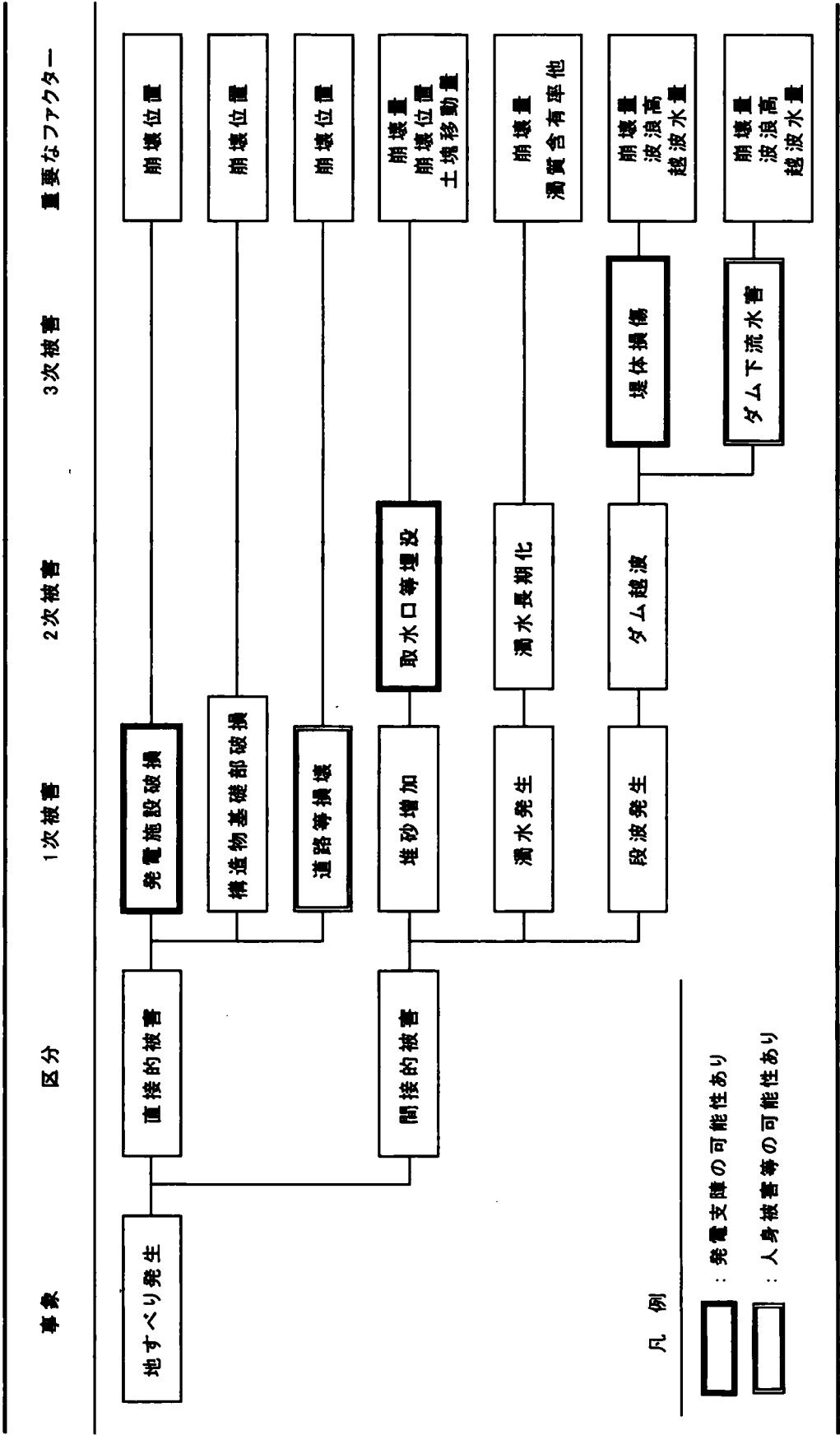
崩壊した地すべり岩塊がどのような挙動に及ぶかにより、影響される構造物あるいはその範囲が異なる。このため、地すべり岩塊の移動形態を検討し、取水口、選択放流設備呑口等の構造物との位置関係を明確にする必要がある。そこで、後述するような斜面の大変形問題を扱える DDA⁶⁾を用いて地すべり土塊の移動形態を定量的に評価し、これにより被害対象構造物、被害範囲等を特定の上、被害額を算定する。

c) 濁水長期化

崩壊した岩塊の湛水池への流入により発生する濁水の長期化防止対策として、濁水の早期放流のための選択取水設備や放流バルブの設置など、最適となる対策を選定し、その費用を算出する。

④の発電支障等による減収については、地すべりに伴い発生する発電支障期間によって失う発生電力量を算出する。

表-6.3.1 湛水池斜面の地すべりに伴う被害の連鎖の一例



(2) 被害ランクの決定

以上の手法により算出した被害額を合算し、被害額の合計を例えば水力発電所等の総建設費（プロジェクト総費用）で除して求めた比率により被害ランクを決定する。図-6.3.2に被害ランクの決定フローの一例を示す。なお、各ランクの判定基準として設定する C_1 や C_2 は、プロジェクト毎の状況により個別に設定する。

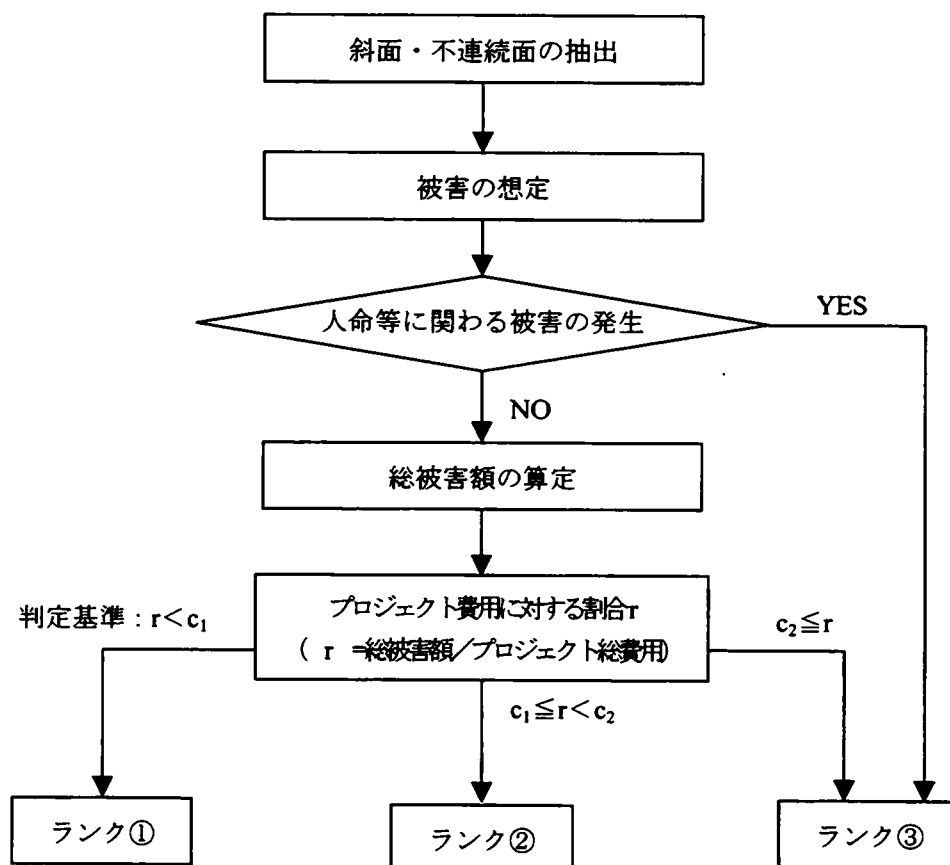


図-6.3.2 被害ランクの決定フローの一例

(3) 健全度評価（最終評価）

健全度評価は、(2)での被害ランクにより、それまでに判定されたランクの補正を行うもので、例えば安定管理手法Aの表-3.3.12や、安定管理手法Bの表-5.3.14での保安物件への影響による補正に変え、ランク区分の補正を表-6.3.2に一例で示す-1ランク～+1ランクの範囲で行い、最終評価とする。

表-6.3.2 健全度ランクの一例

被害ランク	判定	例
ランク①	健全度ランクを1ランク下げる	Ⅱ→Ⅰ
ランク②	健全度ランクを変えない	Ⅱ→Ⅱ
ランク③	健全度ランクを1ランク上げる	Ⅱ→Ⅲ

以上のように、被害シナリオを考慮し、定量的な被害額を加味した斜面の健全度評価を行うことにより、さらに合理的な斜面管理が可能である。

6. 3. 2 湛水池斜面管理へのリスク評価の適用

(1) リスク評価法の概要

近年、土木工学分野へのリスクマネジメント手法の適用が議論されており、大津らは道路斜面へのリスクマネジメント手法について提案している⁷⁾。この手法では、自然の異常外力や運用上の急激なまたは繰返し作用力などによって発生する被害シナリオを可能な限り想定し、それぞれの被害シナリオに対してどのような支障が生じるのかを発生確率に基づいて推定することが必要となる。

リスクマネジメントは、リスク評価とリスク軽減対策及びマネジメントからなり、その手順はつぎのようである。

- ①被害の原因となる外力・ハザードの設定
- ②想定される被害シナリオの設定
- ③被害シナリオの発生確率の算定
- ④現状でのリスク（損益）の算定
- ⑤リスク低減方策、低減効果の評価及びそれに基づく最適な対応策の立案

ここで、リスクは、損失期待値、

$$R = \sum P_i \times L_i \quad (6.3.1)$$

で評価される。ここに、 R はリスク、 P_i は各被害パターン i の発生確率、 L_i は被害パターン i の発生に伴う損失額である。

リスクに対する対処の方法には、一般的に、リスク事象自体を抑制しようとするリスク・コントロールの立場と経済的手段によって補償しようとするリスクファイナンスの立場がある。

リスク・コントロールには、リスクに関わる事象との関係を絶つリスク回避、損失の原因となる事象を抑えるリスク予防及び発生した事象による影響を抑えるリスク防護・軽減の考え方がある。一方、リスクファイナンスには、保険等により経済的負担を軽減するリスク転嫁や、損失の発生を許容し、金銭的に内部留保された資金等で補うリスク保有の考え方がある。これらの対処方法は、リスクの発生頻度の高低、損害の大小を勘案して選択される⁸⁾。

リスクをすべて定量的に評価することは、現時点ではかなり困難な面もあるが、目標として可能な限り対策の費用対リスク低減効果を明確にし、費用対効果が最大となるよう、リスクに対する対処方法の、ひとつあるいは複数の手法を組み合わせで対処してゆくことが必要である。

(2) 湛水池斜面へのリスクマネジメントの適用の基礎検討

ここでは、湛水池斜面問題へリスクマネジメントを適用することを想定して、具体的な評価法について基礎検討を行う。斜面の崩壊によって想定される被害シナリオを、つぎのように展開する。

まず、被害の原因となるハザードの外力としては、大規模な水位変動等の湛水による浮力・残留間隙水圧などの外力、降雨による浸透力及び地震による慣性力を想定する。

つぎに、想定される被害シナリオの設定として、湛水池斜面の崩壊パターンと被害シナリオを表-6.3.3に示す。崩壊パターンは、軽微な崩壊とそうでないものに分け、さらに後者を、湛水池への影響（湛水池への突入速度と崩壊土塊量による）の有無を考慮して分ける。そして、各被害パターンの発生に伴う損失を、事業者損失と第三者損失について考慮すると、表-6.3.4のようになる。図-6.3.3は、各被害シナリオが発生する可能性をイベントツリーの分岐確率で示したイメージ図である。

ここで、発生確率は、ハザードとなる外力の作用条件、崩壊土塊の位置、大きさや崩壊に対する抵抗力など、さまざまな要因に影響される。

表-6.3.3 斜面の崩壊パターンと被害シナリオ

崩壊パターン	被害パターン	被害シナリオ
1 軽微な崩壊	1	軽微な崩壊で、被害がない。
2 湛水池に影響を及ぼさない崩壊	2	施設・構造物の直接損壊はないが、斜面整形・復旧費を要する。
	3	施設・構造物の直接損壊があり、斜面整形・復旧費を要する。
3 湛水池に影響を及ぼす崩壊	4	施設・構造物の直接損壊もなく、湛水による間接損壊もない。斜面整形・復旧費を要する。
	5	施設・構造物の直接損壊はないが、湛水による間接損壊がある。斜面整形・復旧費を要する。
	6	発電施設・構造物の直接損壊があり、斜面整形・復旧費を要する。湛水による間接損壊はない。
	7	発電施設・構造物の直接損壊があり、また、湛水による間接損壊がある。斜面整形・復旧費も要する。

(「湛水による」は、湛水行為ではなく湛水された水による力学的作用を表す。)

表-6.3.4 各被害パターンの発生に伴う損失の考慮

被害パターン	対応策	事業者損失			第三者損失
		整形・復旧費	営業損益	補償費	
1	必要なし	—	—	—	—
2	整形・復旧	○	—	—	—
3	整形・復旧、補償	○	—	○	○
4	整形・復旧	○	—	—	—
5	整形・復旧、補償	○	○	○	○
6	整形・復旧、補償	○	○	○	○
7	整形・復旧、補償	○	○	○	○

(ここで、○：考慮する —：考慮しない)

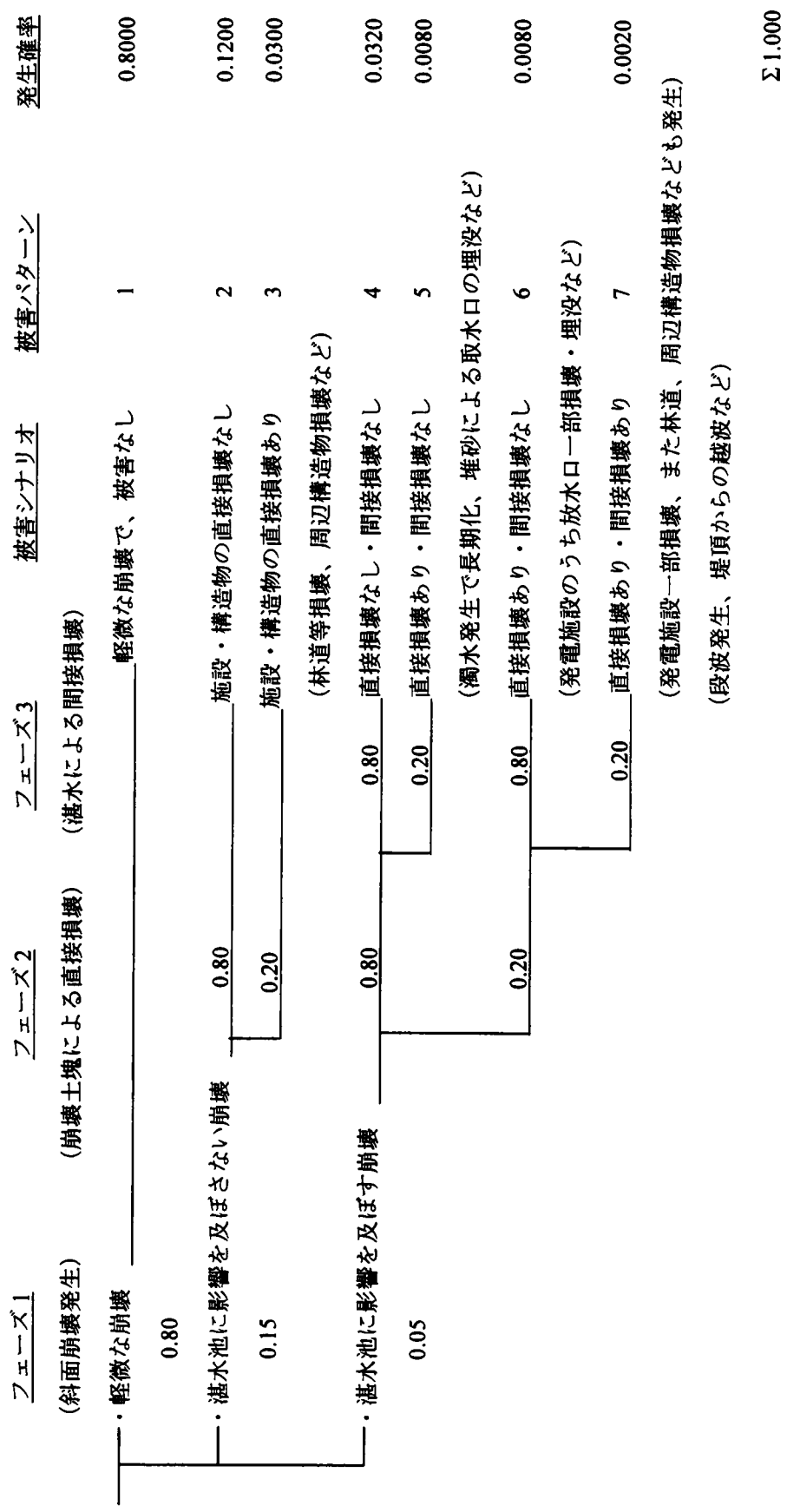


図-6.3.3 各被害パターンの発生確率のイメージ (イベントツリー)

(3) 現状リスクの算定と対策費の考え方

前述の発生確率と崩壊発生時の損失（被害）額から、リスク（損失期待値）を算定することが可能となる。表-6.3.5 は、そのイメージを示したものである。なお、ここでは、第三者損失については補償額でカバーされているとの観点から全体損失期待値は算定していない。

このように、リスクマネジメント手法を導入し、ハザードの設定、被害パターンの設定、発生確率の算定から、リスク（被害期待値）までを評価することができれば、損失対効果の観点から、無対策も含めて、最適なリスク低減対策工を立案できると推察される。

なお、斜面崩壊時の被害発生の確率的評価については、現状では、算出の基礎となるデータが乏しく、信頼性に欠けるため、得られる結果にかなりの幅がある。しかし、湛水池斜面の安定性管理や安定対策工の選定などにおいて事業者としての説明責任が求められる現在では、リスクの把握や影響因子に対する感度分析などには、このような手法は有効であり、将来、変状事例の詳しいデータが蓄積され、実現象の解明が進んだ段階で、確率的評価や損失期待値に基づくリスクマネジメント手法の信頼性がより高まることが期待される。

また、本研究で提案した安定管理手法A、Bでは、斜面の健全度の評価過程を継続的にカルテに記録・保存することとしており、このような資料は、将来のリスク評価手法の策定上、有効な基礎データになると期待できる。

表-6.3.5 リスク（損失期待値）の算定イメージ

被害パターン	発生確率 P_i	事業者損失 L_i (単位百万)			損失期待値 $\Sigma (P_i \cdot L_i)$
		整形・復旧費	営業損益	補償費	
1	0.8	0	0	0	
2	0.12	12	0	0	
3	0.03	20	0	10	
4	0.032	30	0	0	
5	0.008	50	70	50	
6	0.008	200	500	20	
7	0.002	1000	2000	5000	
		7	8.56	10.86	26.42

6. 4 不連続変形法 (DDA) の湛水池斜面問題への適用

前節で述べたように、変状拡大時に保安物件に及ぼす被害を定量的に評価するためには、変状を示す土塊、例えば、地すべり形状がどのような挙動を示すのかを正確に予測し得る解析手法の開発が不可欠となる。

斜面の安定性を考察するシミュレーション手法には様々なものがあるが、前節まで議論されたように、湛水池斜面の多くは内在する不連続面に関する物理的要因が影響するため、それを定量的にシミュレーションするには従来の連続体解析の手法ではなく、対象を不連続体として扱う解析手法が必要になる。この不連続体解析手法には、岩盤の不連続面を直接考慮する不連続体解析法と不連続体岩盤を等価な連続体に置き換える等価連続体解析に大別することができる。後者は解析の対象が不連続面の規模に比較して十分に大きいときには利用可能であり、また岩盤分類や岩盤評価から直接工学的定数が評価される際には有効であるが、本研究のように地すべりブロックが不連続面の幾何学的形状と共に抽出され、モデル化された解析対象の変形を追跡するような際には、前者の不連続体解析法の適用が考慮されるべきである。本研究では、その中でも解析対象を任意形状のブロックに分割し、そのブロックの動的な大変形問題を扱う不連続変形法^{6),9)} (DDA) を、斜面安定管理手法に適用するための考察を行う。

本節では、まずDDAの一般的原理を述べ、斜面安定管理手法としてのDDAの開発要素を考察し、最後にその有用性を実際の現場データを用いて検討する。

(1) 不連続変形法 (DDA) の概要

DDAは、岩盤を任意形状の弾性体のブロックから成るものとして扱う不連続体解析法である。基本的な解析手順は有限要素法 (FEM) と同じであり、ポテンシャルエネルギーの最小化原理を利用して釣り合い式を満足するように、この任意の弾性体ブロックの動的相互運動を解析するものである。釣り合い式にブロック間の貫入によるポテンシャルエネルギーを最小二乗法で評価する制約条件を設け、これを最小化するペナルティー法を導入することで、ブロック間の貫入を一定の誤差範囲内に収めるように繰り返し解析される。

DDAの特徴は、このFEMと同じ解析手順による解の安定性や材料定数の容易な決定と解析対象を分割したブロック同士の接触貫入問題の取り扱いにある。そこで、この変形解析のための定式化と接触問題についての原理を述べる。

DDAでは、任意形状のブロックの中の任意の点 $P(x, y)$ の変位は、式(6.4.1)に示されるよ

うな関数で表される。

$$\begin{aligned} u &= d_1 + d_3 x + d_5 y \\ v &= d_2 + d_4 x + d_6 y \end{aligned} \quad (6.4.1)$$

ここで、 (u, v) は点 (x, y) における変位であり、 d_1, \dots, d_6 の 6 個の未知数で表される一次関数である。さらに、変位 D を剛体変位、回転量、軸歪み及びせん断歪みで表すと式(6.4.2)を得る。

$$[D] = [u_0 \quad v_0 \quad r_0 \quad \varepsilon_x \quad \varepsilon_y \quad \gamma_{xy}]^T \quad (6.4.2)$$

ここに、 (u_0, v_0) はブロックの任意の点 $P(x, y)$ における剛体変位、 r_0 はその点を中心とする剛体回転量、 $(\varepsilon_x, \varepsilon_y)$ はブロックの軸歪み、 (γ_{xy}) はブロックのせん断歪みである。

これより、任意の点 (x, y) での全変形 (u, v) は式(6.4.3)の形に表すことができる。

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix}_{2 \times 1} = [T]_{2 \times 6} [D]_{6 \times 1} \quad (6.4.3)$$

個々のブロックは、ブロック同士が接触し変形を拘束しあうことにより結合されてブロックシステムを構成する。外力、応力あるいは接触力によるポテンシャルエネルギーを最小化することにより連立方程式が導かれ、例えば N 個のブロックから構成されているシステムの場合、ポテンシャルエネルギーの最小化よりつぎの式(6.4.4)が導かれる。

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & \cdots & K_{1N} \\ K_{21} & K_{22} & \cdots & K_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ K_{N1} & K_{N2} & \cdots & K_{NN} \end{bmatrix}_{6N \times 6N} \begin{bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ \vdots \\ D_N \end{bmatrix}_{6N \times 1} = \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ \vdots \\ F_N \end{bmatrix}_{6N \times 1} \quad (6.4.4)$$

ここに、 $[K_{ii}]$ はブロック i の材料物性マトリックス、 $[K_{ij}]$ ($i \neq j$) はブロック i とブロック j の接触関係より決定され、 $[D_i]$ ブロック i の変形係数を、そして $[F_i]$ は 6 個の変形係数に対応するブロック i の荷重である。

つぎにブロック同士の接触問題を考える。

ブロック間の接触には、角と角、角と辺、辺と辺などの様々な種類の接触を考慮する必要がある。このうち、辺と辺の接触は、2 組の角と辺との接触問題に置き換えることができる。また、角と辺及び角と角の接触問題は、点と線との交差する関係に置き換えること

が可能である。

角の頂点から辺までの距離が式(6.4.5)で表される η の値より小さく、角の頂点を辺の方に平行移動してもオーバーラップが発生しないとき、その辺と角は接触状態にあると定義される。

$$\eta = \frac{|\overline{P_2 P_3} \times \overline{P_2 P_1}|}{\sqrt{\overline{P_2 P_3} \cdot \overline{P_2 P_3}}} \quad (6.4.5)$$

ここで図-6.4.1 に示すように、これは点 P_1 から線分 $P_2 P_3$ 上の点への最短距離を表す。

ブロック同士が貫入したと判定された場合には、ブロック同士の接触箇所において、“貫入無し (No Penetration)、引張り応力無し (No Tension)”の条件が満たされるように、ブロック間にバネが組み込まれる。貫入面に接触ばねが組み込まれる際には、ばね長さの計算が必要であるが、本研究では、垂直バネに関してはつぎのように計算される。

変形前のある点を P_1 、変形後の点を P_1' と仮定すると、 $P_2 P_3$ は基準線であり (x_i, y_i) と (u_i, v_i) はそれぞれ P_i ($i=1,2,3$)座標と変位増分である。もし、点 P_1 、 P_2 及び P_3 が ox から oy への回転と同じ向きに回転した際には、点 P_1' は辺 $P_2 P_3$ を越えて、つぎの不等式によって示される。

$$\Delta = \begin{vmatrix} 1 & x_1 + u_1 & y_1 + v_1 \\ 1 & x_2 + u_2 & y_2 + v_2 \\ 1 & x_3 + u_3 & y_3 + v_3 \end{vmatrix} < 0 \quad (6.4.6)$$

この行列式は三角形 (P_1, P_2, P_3) の面積の2倍である。この面積は P_1' が $P_2 P_3$ を通り越した位置に来ると負の値をとる。 P_1' から $P_2 P_3$ への距離 d は次式になる。

$$d = \frac{\Delta}{\sqrt{(x_2 - x_3)^2 + (y_2 - y_3)^2}} \quad (6.4.7)$$

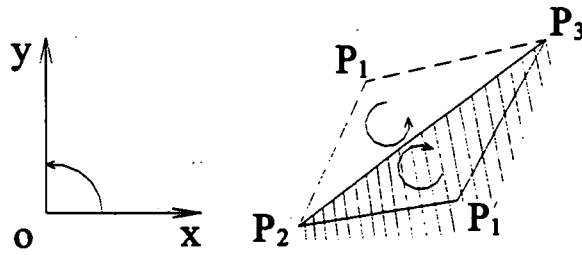


図-6.4.1 貫入判定の基準例

不連続体解析法としての DDA の特徴はここに述べた接触時の計算の手法にあり、他の不連続体解析法と比較して、その物理的意味が分かりやすいことである。例えば、不連続体解析法として従来から良く使用される個別剛体要素法（DEM）も、DDA と同じく、式（6.4.8）に示すブロックについての運動方程式を解くが、DEM は差分法で式（6.4.8）を直接解く陽的数値解析法であり、差分法では連立方程式の形成の必要がないため、式（6.4.8）の右辺の力が変位の計算時点で既知であるとの前提条件が必要である。

$$[M] \cdot \{A\} + [\bar{K}] \cdot \{D\} = \{F\} \quad (6.4.8)$$

ただし、

- $[M]$: 質量マトリクス
- $[\bar{K}]$: 剛性マトリックス
- $\{A\}$: 加速度ベクトル
- $\{D\}$: 変位ベクトル
- $\{F\}$: 力ベクトル

である。

DEM では、ブロック同士が貫入する際、その貫入量はブロック変位の関数であり、計算時には未知であるため、前計算ステップの貫入量を使って接触力を算出する。そのため、前計算ステップ時が現計算時の貫入状態を反映しておらず、接触力が過大評価され、全体のエネルギー保存の成立が困難になってしまうことが生じ、場合によっては発散する。

このような原理から導かれる DDA は、つぎのような特徴を持つ不連続体解析法である。

- ① 解が安定であり、また唯一性が保証されている
- ② 静的問題と動的問題が同じ定式化で解析可能である。
- ③ 材料定数の設定の物理的な意味が把握しやすい。

従って、本研究のような斜面安定管理手法において、崩壊ならびに崩壊後の大変形を追跡する解析手法として DDA は有効である。

しかしながら、不連続解析法は不連続面を決定論的に扱うので、モデル化によってその精度が大きく影響されるという問題点が避けられない。そこで、本研究では4.3の潜在不連続面の想定による岩盤地すべり形状の抽出法の検討で述べたようなモデル化のための手法を提案し、モデルを構築することとしている。

（2）斜面安定管理のためのシミュレーション技法の検証¹⁰⁾

本節では、前節まで議論した DDA による定量的な斜面安定管理手法を検証するために、2.2.2（2）でのB地点を対象にしてそのモデル化を議論し、DDA によって斜面の安定性を検討した結果を示す。

図-6.4.2 に解析モデルを、図-6.4.3 にブロックに作用する水圧の模式図を示す。

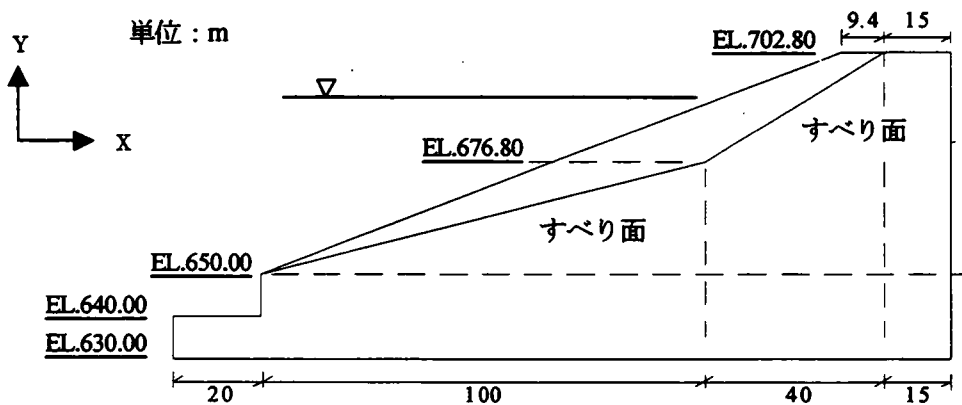


図-6.4.2 モデル斜面の形状

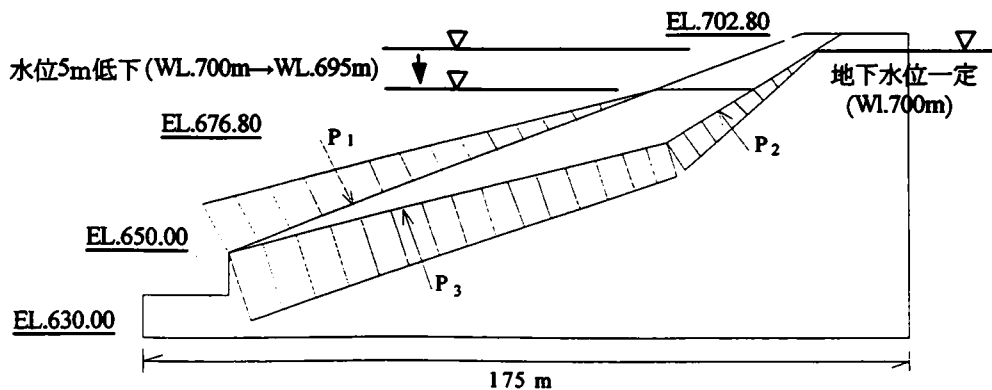


図-6.4.3 斜面の DDA モデル

なお、すべり面の強度特性として式(6.4.9)に示される Mohr-Column 則を適用し、すべり面での接触問題を計算する。

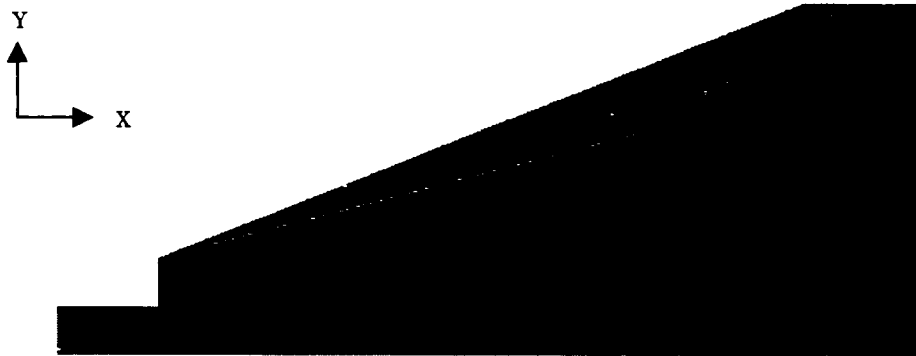
$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (6.4.9)$$

表-6.4.1 に計算に使用した物性値を示す。

表-6.4.1 DDA 解析のための物性値

Material	Rock mass	Fault
Unit weight ρ , kN/m ³	24	/
Cohesion c , kPa	/	25.0
Young's modulus E , MPa	1000	/
Poisson' ratio ν	0.2	/

図-6.4.4 に、不連続面の内部摩擦角をパラメータとした場合の、DDA による斜面安定解析結果の一例を示す。地下水位は WL.700mであり、貯水位は WL.695mを設定しており、不連続面の内部摩擦角として(a)は 17°，(b)は 15° の場合である。このように、内部摩擦角によって斜面の安定性が変わることが分かる。



(a) 内部摩擦角 17° の場合



(b) 内部摩擦角 15° の場合

図 6.4.4 DDA による解析結果例

内部摩擦角をパラメータとした場合のすべり岩塊の重心の水平及び垂直変位を図-6.4.5と図-6.4.6に示す。

図-6.4.5は、内部摩擦角が 15° 程度に小さくなると、水平(x)方向に 7m 程度の大変形が生じることを示している。また、図-6.4.6によれば、内部摩擦角がある値より大きくなると、ほとんど変位は生じず、すべり岩塊の変位が大きく変化する内部摩擦角の臨界値（以下、限界内部摩擦角）が存在することを示している。これにより、斜面の安定性は、不連続面の内部摩擦角によって支配され、約 16.6° の前後で安定から不安定へと移行することが把握できる。このように DDA によって、物性値をパラメータとしたすべり岩塊の変位

を定量的に解析することが可能となる。

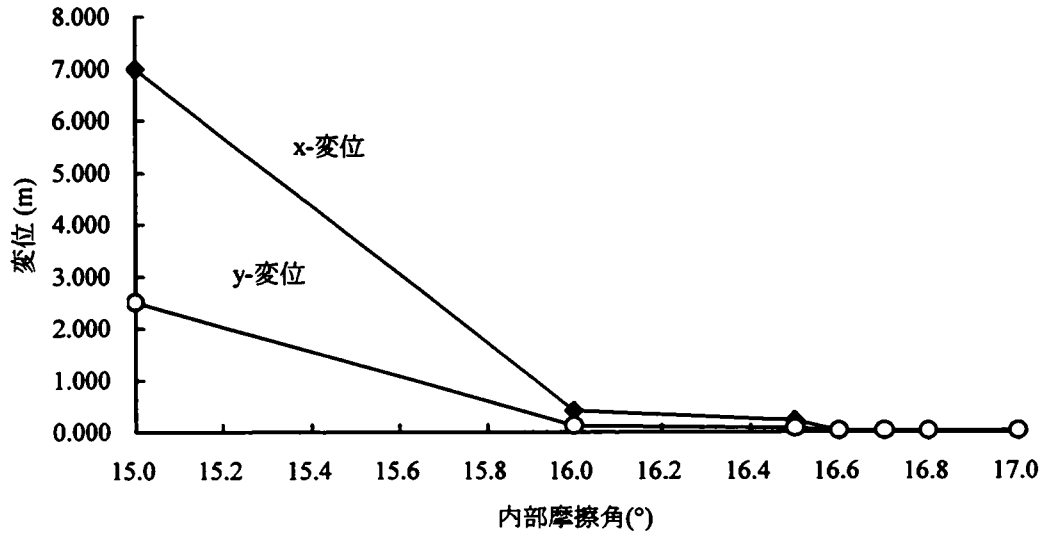


図-6.4.5 内部摩擦角と変位の関係

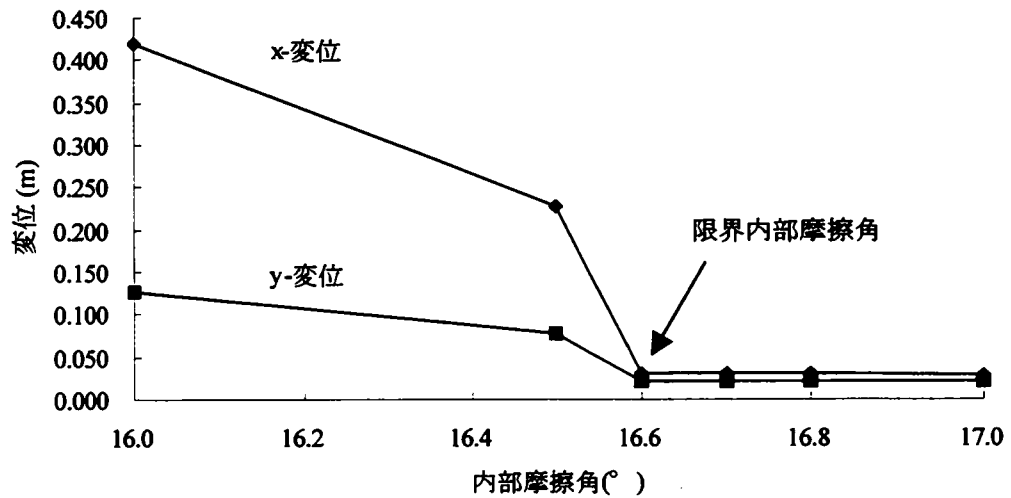


図-6.4.6 限界内部摩擦角

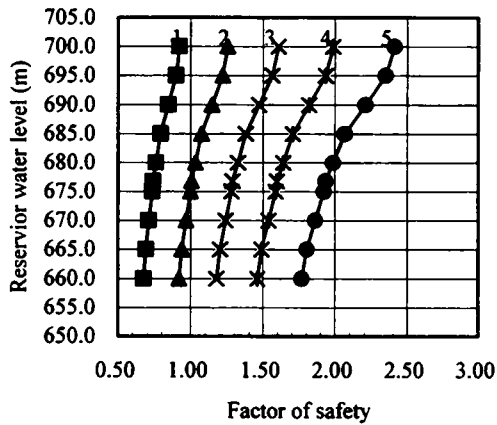
つぎに、水位変動を考慮した場合の解析結果を図-6.4.7 に示す。地下水位を一定に保ったとき、貯水位を変化させたときの限界内部摩擦角を解析し、式(6.4.10)で示される安全率で斜面の安定性を考察したものである。

$$F_s = \frac{\tan \varphi_A}{\tan \varphi_L} \quad (6.4.10)$$

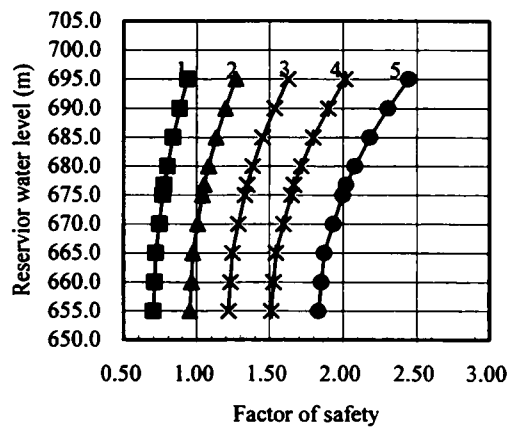
ここで、 φ_A は設定した内部摩擦角であり、 φ_L は各貯水位での臨界内部摩擦角であり、1.0 以上が安定状態を表す。

この結果より、湛水池の水位変動による斜面の安定性を不連続面の物性と関連させて、定量的に解析することが可能である。

以上のように、DDA は、従来の極限平衡法と同様に斜面の安定性評価が可能であることが示され、また、大変形を取り扱えることを、具体事例をもとに示した。今後は、DDA で解析される大変形の妥当性について研究を進めていく必要がある。

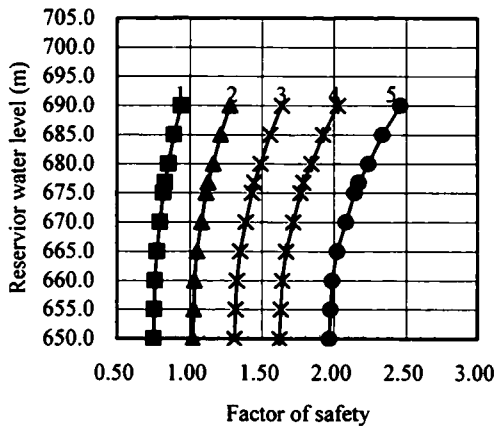


(a) $H_G = 702.8\text{m}$

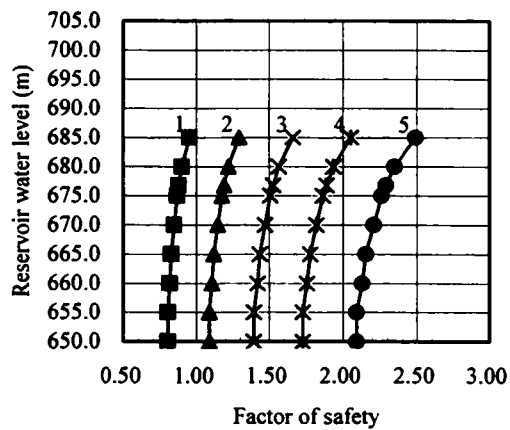


(b) $H_G = 700.0\text{m}$

1: $\varphi_A = 15^\circ$, 2: $\varphi_A = 20^\circ$, 3: $\varphi_A = 25^\circ$, 4: $\varphi_A = 30^\circ$, 5: $\varphi_A = 35^\circ$



(c) $H_G = 695.0\text{m}$



(d) $H_G = 690.0\text{m}$

1: $\varphi_A = 15^\circ$, 2: $\varphi_A = 20^\circ$, 3: $\varphi_A = 25^\circ$, 4: $\varphi_A = 30^\circ$, 5: $\varphi_A = 35^\circ$

H_G : 地下水位

図-6.4.7 水位変動に伴う安全率の変化

6. 5 まとめ

本章では、湛水池斜面管理の更なる合理化に向けて、最近注目されているいくつかの技術の湛水池斜面管理への適用性について検討した。

- ① 湛水池斜面管理では、広範囲かつ3次元的な対象領域を低コストで、かつ所要の精度で管理できる計測システムの導入が求められている。デジタル画像計測技術は、広範囲の斜面の地表面変位を1mm程度の精度で計測可能であり、斜面の計測管理手法として将来的に適用可能である。
- ② 湛水池斜面管理では、斜面変状拡大時の想定される被害を定量的かつ合理的に評価した上で最適な対策を選定できる手法の適用が望ましい。このような観点から、損失評価法とリスク評価法について基礎検討を実施した。損失評価法では、被害シナリオを作成し、被害額とプロジェクト費用の比率から斜面をランク分けして、斜面の重要度を評価する手法を提案した。リスク評価では、湛水池斜面管理への適用法を具体的に例示するとともに、被害の発生確率の評価には、基礎となるデータの蓄積が必要であること、及び、安定管理手法A、Bで蓄積されるカルテが有効な基礎データとなり得ることを論じた。
- ③ リスク評価を行う際には、変状拡大時の移動土塊が周辺構造物に与える影響を定量的に評価することが必要となる。そこで、大変形が取り扱える不連続変形法(DDA)の基礎検討を実施し、本手法は従来の極限平衡法と同様にすべりの安定性評価を行えることを示すとともに、将来的には本手法の大変形問題への検証が必要であることを論じた。

第6章 参考文献

- 1) 秋本圭一, 服部進: 画像計測の基礎, 岡山職業能力開発短期大学校紀要, Vol.11, pp.23-38, 1997.
- 2) Jim Z. C. Lai,, et al : The Effects of a Camera's Intrinsic Parameters on the Determination of a Coordinate Frame, Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol.16, No.5, pp.621-630, 1993.
- 3) 服部進, 秋本圭一, 岡本厚, 長谷川博幸, 井本治孝: ターゲット場の多重撮影による基準点のない CCD カメラキャリブレーション, 電子情報通信学会論文誌 D- II , Vol.J82-D- II , No.9, pp.1391-1400, 1999.
- 4) 林訓裕, 大西有三, 大津宏康, 西山哲, 矢野隆夫, 中村幾雄, 浅野誠: デジタル画像計測による斜面動態観測に関する基礎的研究, 第 36 回地盤工学研究発表会講演集, pp.177-188, 2001.
- 5) 中村幾雄, 大西有三, 大津宏康, 西山哲, 矢野隆夫, 島原直樹: デジタル画像計測法による斜面動態観測手法の掘削斜面への適用, 第 11 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, 2002.
- 6) G. H. Shi and R. E. Goodman, : Discontinuous Deformation analysis, Proc. 25th U.S. Symposium on Rock Mechanics, pp.269-277, 1984.
- 7) 大津宏康・大西有三・水谷守: 高速道路に近接する斜面を対象とした自然災害に対するリスクマネジメント手法に関する提案, 土木学会論文集, No.658/VI-48, 245-254, 2000.
- 8) 後藤多美子: 構造物のリスクマネジメント, 土と基礎, Vol.47,No.1,Ser.No.492, pp.11-14, 1999.
- 9) 佐々木猛・大西有三・吉中龍之進: 不連続変形法 (DDA) とその岩盤工学への適用に関する研究, 土木学会論文集, No.493/III-27, pp.11-20, 1994.
- 10) Ikuo Nakamura, Yuzo Ohnishi, Hiroyasu Ohtsu, Zhenzhong Shen, Satoshi Nishiyama, Naoki Shimabara : Stability Analysis of Rock Slope by Application of DDA, 第 11 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, C08, 2002.

第7章 合理的な湛水池斜面安定管理への提言

7. 1 概説

本章では、前章までに述べた研究成果を踏まえて、合理的な湛水池斜面安定管理の提言を行う。

第3章で開発した安定管理手法Aは、崩壊、地すべり、土石流といった変状形態を対象として、地形や変状履歴に着目して斜面管理を行うものである。既設の一般水力発電所及び揚水発電所の50ヶ所の湛水池斜面に、今回開発した安定管理手法Aを適用した結果、調査対象として372斜面が抽出され、そのうち健全度の低い15斜面を要管理斜面として、詳細調査、計測管理、対策工などを実施した。安定管理手法Aは、すべての湛水池斜面へ適用可能であり、維持管理段階に限らず、計画・設計・施工段階における斜面管理への適用が可能である。

第5章で開発した安定管理手法Bは、大規模な水位変動を受ける揚水発電所の湛水池斜面を対象として、水位変動が斜面の安定性に及ぼす影響度の大きさを考慮し、潜在不連続面に起因する岩盤の初生すべりの発生を事前に予測評価して管理するものである。すなわち、揚水発電所の場合には安定管理手法Aに加えて、安定管理手法Bによる管理も行う必要がある。

また、安定管理手法A、Bに第6章で述べた、リスク評価手法^{1),2)}、不連続変形法(DDA)^{3),4),5)}、デジタル画像計測技術^{6),7)}といった、湛水池斜面管理の高度化技術を適用することにより、さらなる合理化が可能となる。

そこで、本章では、一般水力発電所及び揚水発電所の湛水池斜面に対し、計画・設計・施工段階から維持管理段階に至る斜面安定管理手法の再体系化を図り、斜面変状に対し、予防保全を目的とした合理的な安定管理手法の確立を目指す。

第2節では、湛水池斜面安定管理体系の概念について述べる。

第3節では、一般水力発電所及び揚水発電所の湛水池斜面を対象に行う斜面安定管理の体系について述べる。

7. 2 湛水池斜面安定管理体系の概念

一般水力発電所及び揚水発電所の計画・設計・施工段階から維持管理段階に至る湛水池斜面を、予防保全を行うことにより維持・保生を図るため、今回開発した安定管理手法A、Bを再体系化すると、表-7.2.1 に示す通りとなる。

表-7.2.1 体系的な斜面管理

	一般水力発電所	揚水発電所
計画・設計・施工段階	安定管理手法A	安定管理手法A 安定管理手法B
維持管理段階	安定管理手法A (定期的な再評価)	

一般水力発電所の湛水池斜面は、計画・設計・施工段階から維持管理段階に至るまで安定管理手法Aで評価を行う。一方、揚水発電所のように大規模な水位変動を受ける湛水池斜面は、計画・設計・施工段階では、安定管理手法Aあるいは安定管理手法Bで評価を行い、維持管理段階においては、計画・設計・施工段階での安定管理手法Bの評価結果は安定管理手法Aに引き継がれる。

表-7.2.2 に、安定管理手法A、Bでの健全度ランク毎の対応を示す。

表-7.2.2 安定管理手法A、Bでの健全度ランク毎の対応

手法	健全度ランク			
	I	II	III	IV
安定管理手法A	通常点検	通常監視	重点監視	対策検討
安定管理手法B	通常点検	通常監視	地質調査 (重点監視)	詳細地質調査 (不連続面が判明すれば、 個別に詳細検討を実施)

例えば、揚水発電所の計画・設計・施工段階で安定管理手法Bにより健全度IVと評価された斜面は、まず、ボーリング、物理試験などによる詳細地質調査を行う。その結果、不

連続面の存在が判明した斜面は、対策の詳細検討ならびに必要な対策を実施した後、健全度Ⅲの重点監視として維持管理段階に引き継がれて、以降は安定管理手法Aにて定期的に健全度の再評価を実施する。詳細地質調査にて不連続面の存在が判明しなかった斜面は、健全度Ⅲの重点監視として維持管理段階に引き継がれて、以降は安定管理手法Aにて定期的に健全度の再評価を実施する。

7. 3 一般水力発電所及び揚水発電所の湛水池斜面管理の体系

第3章で開発した安定管理手法Aは、これまでは事後保全的な対応が行われてきた湛水池斜面においても、管理対象斜面の増大や経年劣化の進行、第三者被害の防止や環境に対する意識の高まりなどに対応するため、体系的な管理手法の導入により合理化を図るものである。このため、安定管理手法Aは、崩壊、地すべり及び土石流といった変状形態への対応、地形・地質や変状履歴などの要因に対する評価の実施、変状の進行性の評価、湛水の影響や発電施設等への影響など水力発電所の特性の評価及び健全度のランク区分に応じた適切な対策方針の設定、といった課題を解決する手法である。類似手法との比較や実斜面への試行を通して、手法の有効性や適用性を示している。

また、第5章で開発した安定管理手法Bは、特に、揚水発電所のように大規模な水位変動を受ける湛水池斜面を対象として、潜在不連続面に起因する岩盤の初生すべりの発生を事前に予測評価して管理するものである。このため、潜在的な不連続面に起因する岩盤地すべりへの対応、管理対象斜面の抽出に際する地質構造、地形的な特徴、水位変動への着目、すべりが生じたときの発電施設等への被害の評価及び斜面の健全度に応じた対応策の選定、といった課題を解決する手法である。

安定管理手法Aは、一般水力発電所、揚水発電所を問わず、すべての湛水池斜面を対象に、計画・設計・施工段階から維持管理段階に至るまでの斜面管理に適用可能である。

一方、安定管理手法Bは、揚水発電所のような大規模な水位変動を受ける湛水池斜面を対象として、計画・設計・施工段階で安定管理手法Aに加えて評価する手法と位置付けられる。

一般水力発電所の湛水池斜面を対象に行う斜面管理の体系を図-7.3.1 に、揚水発電所の湛水池斜面を対象に行う斜面管理の体系を図-7.3.2 に示す。

ここで、湛水池斜面管理のさらなる合理化を目指して第6章で検討した、リスク評価手法（損失評価法とリスク評価法）、不連続変形法（DDA）及びデジタル画像計測技術は、湛水池斜面管理の中の高度化検討技術として、以下のように位置付けられる。

6. 3で述べたリスク評価のうち、損失評価法は、被害シナリオを作成し、被害額と水力発電所などの建設プロジェクトの全体費用との比率から斜面を、ランク分けにより斜面の重要度を評価する手法である。リスク評価は、設定する外力（ハザード）及び被害パターンに対する発生確率からリスク（被害期待値）を算定し、最適な対応策を立案する評価手法である。

損失評価法とリスク評価法は、いずれの手法においても、被害シナリオを策定して、被害額の評価を行うが、損失評価法は、変状斜面の大きさや、変状斜面と保安物件との位置関係から斜面崩壊時の被害を確定的に扱い、最大被害額を算定するものである。一方、リスク評価法は、変状斜面に作用するハザードを設定し、被害シナリオの発生確率を算定した上で損失期待値を評価し、損失期待値に対して最も合理的な対応策を選定しようとするものである。このため、リスク評価法では、設定するハザードとその大きさ、ハザードに対する斜面の抵抗力などによって損失期待値は変化する。したがって、概念的にいえば、リスク評価法で算定される最大の損失期待値が損失評価法で算定される被害額に相当するものと言える。また、リスク評価法は、その評価過程から、損失評価法よりも詳細な検討を行うこととなる。

以上のような特徴を考慮すると、被害の概略評価を行う際には、検討の容易さや安全側の評価が得られるという面で、損失評価法を適用するのが望ましく、被害の詳細評価と合理的な対策選定を行う際には、リスク評価法を適用することが現実的である。このような観点から、これらの手法の安定管理手法への適用法としては、安定管理手法A、Bにおいて健全度評価を行う際の保安物件への影響評価では、比較的多数の斜面に対して被害想定を行う必要があるため、6.3.1で例示したように損失評価法を適用するのが望ましい。一方、例えば安定管理手法Aにおいて健全度IVと評価され、斜面の対策検討を行う際には、被害の詳細評価と合理的な対策選定を行う必要があるため、6.3.2で例示したようにリスク評価法を適用するのが望ましい。

つぎに、6.4で述べた不連続変形法（DDA）は、変状斜面の大変形を定量的に評価できる可能性があるため、例えば安定管理手法Aにおいて、健全度IVと評価された斜面のリスク評価法を適用する際の、被害シナリオに対する発生確率算定時に適用できる。この段階では、当該斜面周辺の詳細な地質調査が実施されており、解析モデルや物性値を十分な精度で設定できるため、DDAの解析結果から、変状斜面の崩壊が既設構造物に影響を与えるか否かを定量的に評価できるものと推察される。さらに、将来的には、変状斜面が湛水池に突入する際のエネルギーから、段波の発生を予測評価することも可能であると推察される。

また、6.2で述べたデジタル画像計測技術を利用すれば、広範囲で3次元的な湛水池斜面を、低コストでかつ1mm程度の高精度で計測可能である。例えば、安定管理手法Bにおいて、健全度IIIと評価され重点監視が必要と判断された斜面のうち、どの範囲で変状が進行しているかを特定する場合に有効となる。すなわち、ターゲット板を広範囲に設置

し、連続的に計測管理を行うことにより、変状の進行箇所を特定し、その範囲を対象として、さらに詳細な計測管理（地下水位、地盤内変位などの計測）や詳細地質調査（ボーリングや物理試験）を効率的に行うことが可能となる。

以上のような高度化検討技術を適用することにより、湛水池斜面管理のさらなる合理化が可能となる。

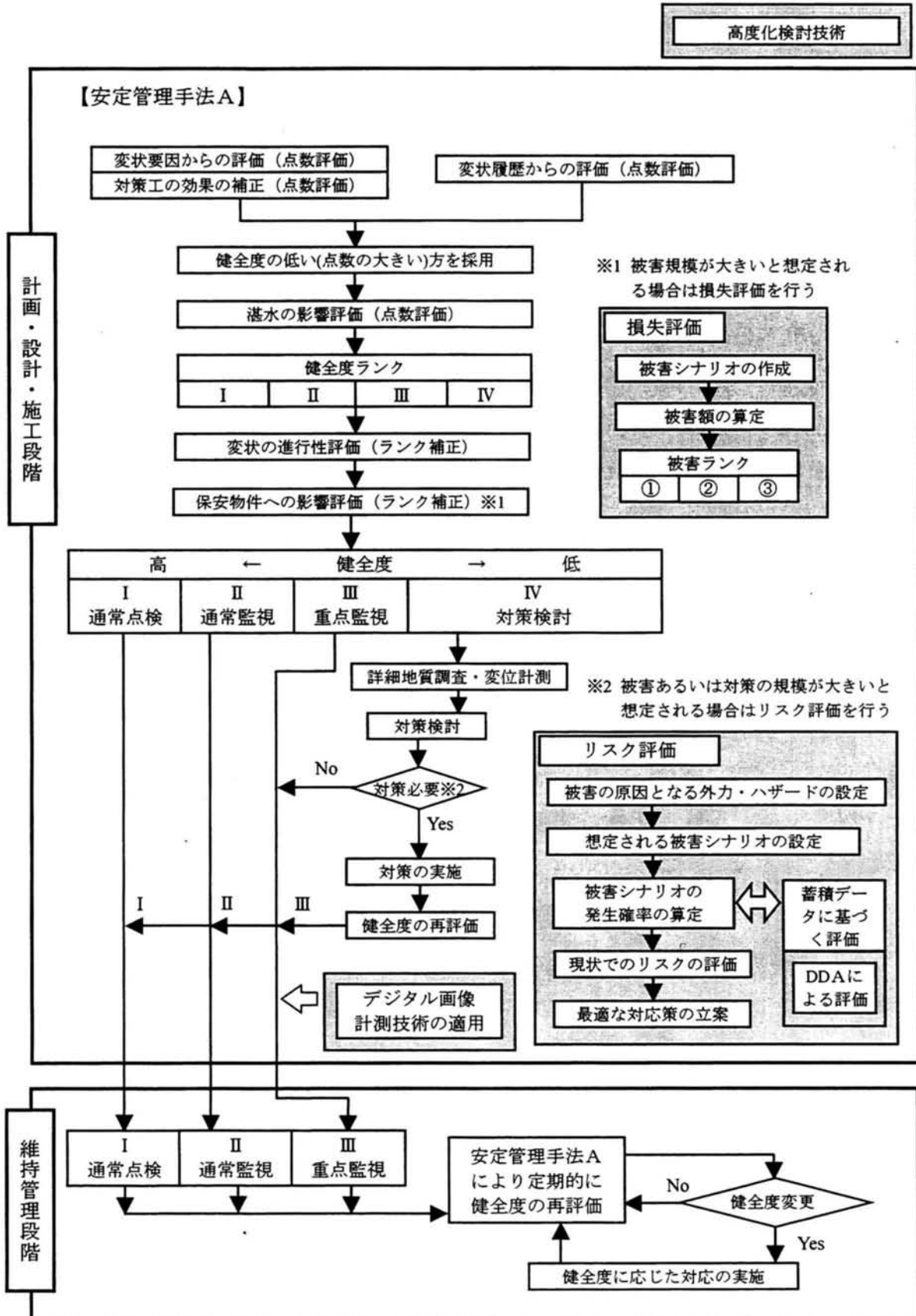
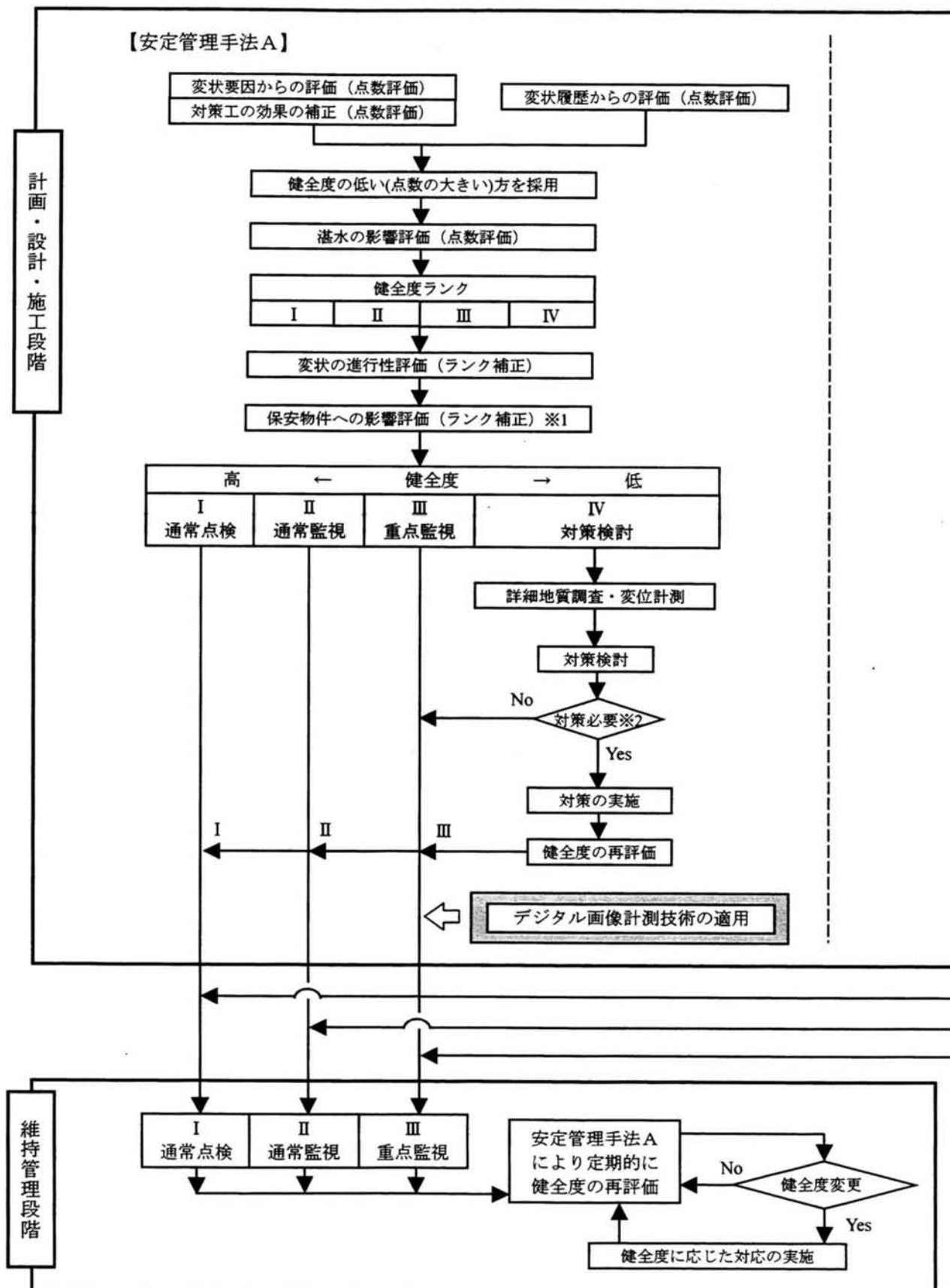


図-7.3.1 一般水力発電所の湛水池斜面管理の体系



【安定管理手法B】

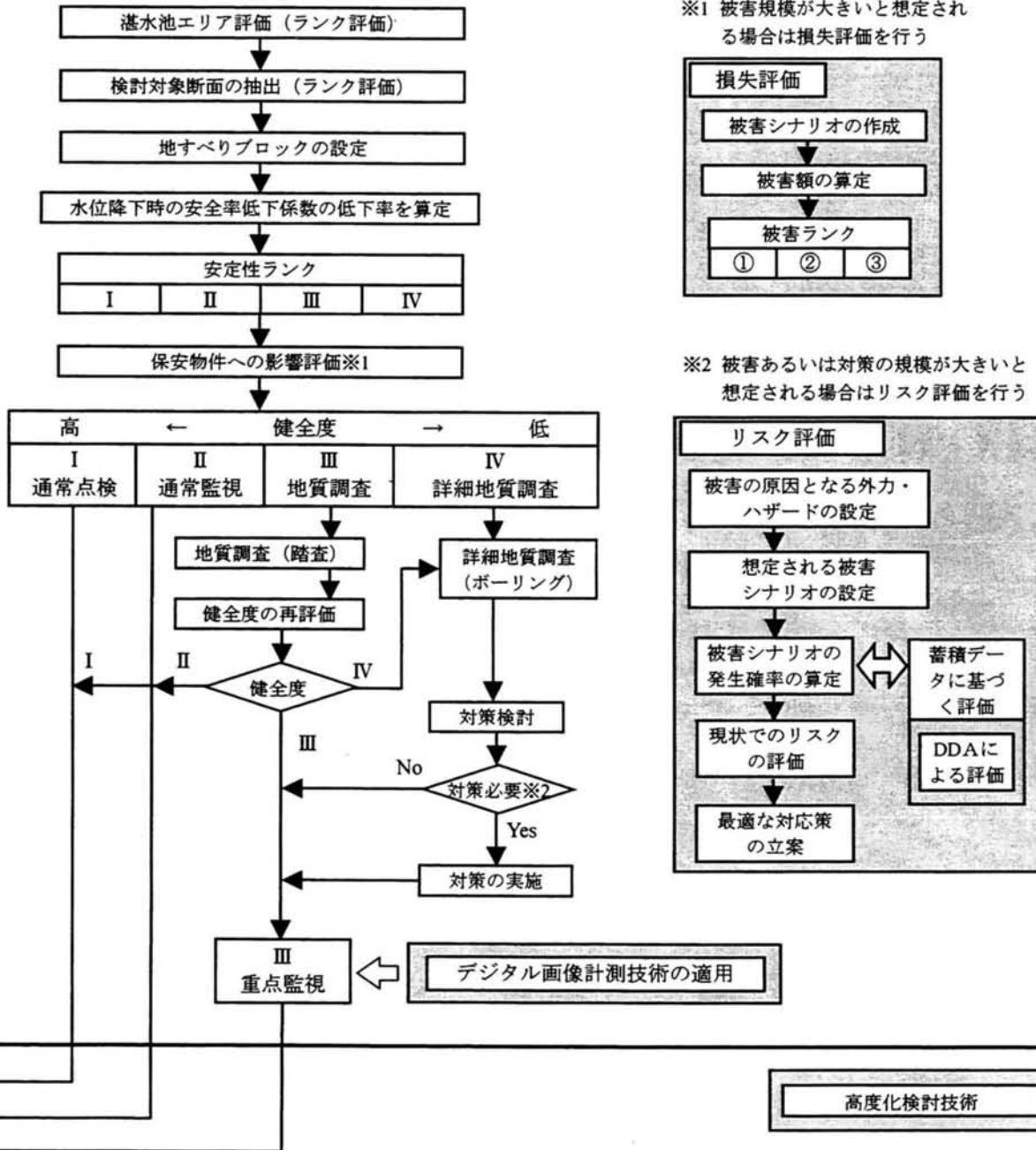


図-7.3.2 揚水発電所の湛水池斜面管理の体系

7. 4 まとめ

本章では、一般水力発電所及び揚水発電所の湛水池斜面に対し、計画・設計・施工段階から維持管理段階に至る斜面安定管理手法の再体系化を図り、予防保全による維持・保生を目的とする合理的な斜面安定管理手法を提言した。

まず、一般水力発電所の湛水池斜面に対しては、計画・設計・施工段階から維持管理段階のすべての段階において、地形や変状履歴に着目した斜面安定管理手法（安定管理手法A）の適用が有効となることを述べた。つぎに、揚水発電所のように大規模な水位変動を受ける湛水池斜面に対しては、計画・設計・施工段階では、安定管理手法A及び安定管理手法Bで評価を行い、維持管理段階においては、計画・設計・施工段階での安定管理手法の評価結果を安定管理手法Aで引き継ぐことを述べた。

さらに、上記の再構築した斜面安定管理体系に、デジタル画像計測技術、リスク評価手法、不連続変形法（DDA）といった、湛水池斜面管理の高度化技術を適用することにより、湛水池斜面管理のさらなる合理化が可能となることを提言した。

第7章 参考文献

- 1) 大津宏康・大西有三・水谷守：高速道路に近接する斜面を対象とした自然災害に対するリスクマネジメント手法に関する提案, 土木学会論文集, No.658/VI-48, 245-254, 2000.
- 2) 後藤多美子：構造物のリスク・マネジメント, 土と基礎, Vol.47, No.1, Ser.No.492, pp.11-14, 1999.
- 3) G. H. Shi and R. E. Goodman, : Discontinuous Deformation analysis, Proc. 25th U.S. Symposium on Rock Mechanics, pp.269-277, 1984.
- 4) 佐々木猛・大西有三・吉中龍之進：不連続変形法（DDA）とその岩盤工学への適用に関する研究, 土木学会論文集, No.493/III-27, pp.11～20, 1994.6.
- 5) Ikuo Nakamura, Yuzo Ohnishi, Hiroyasu Ohtsu, Zhenzhong Shen, Satoshi Nishiyama, Naoki Shimabara : Stability Analysis of Rock Slope by Application of DDA, 第11回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, C08, 2002.
- 6) 林訓裕, 大西有三, 大津宏康, 西山哲, 矢野隆夫, 中村幾雄, 浅野誠：デジタル画像計測による斜面動態観測に関する基礎的研究, 第36回地盤工学研究発表会講演集, pp.177-188, 2001.
- 7) 中村幾雄, 大西有三, 大津宏康, 西山哲, 矢野隆夫, 島原直樹：デジタル画像計測法による斜面動態観測手法の掘削斜面への適用, 第11回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, 2002.

第8章 結 論

本研究では、湛水池の合理的な斜面安定管理を目指し、計画・設計・施工段階から維持管理段階に至る湛水池斜面管理の体系化を提案した。

まず、湛水池斜面で生じる可能性のあるすべての斜面変状形態を考慮して、地形や変状履歴に着目した安定管理手法を開発し、既往の安定管理手法との比較と多数の既設ダム湛水池斜面への適用により、手法の有効性を示した。

つぎに、大規模な水位変動が斜面の安定性に与える影響を定量的に明らかにしたうえで、従来は評価対象にできなかった潜在不連続面に起因する地すべり発生の可能性を評価し、地すべり発生時の影響度とあわせて湛水池斜面をランク区分し、対応策を選定する手法を開発した。

以下に各章で得られた結論を示す。

第2章では、国内外の事例を挙げて、湛水池斜面の変状の特徴と原因について整理するとともに、従来の斜面安定管理方法の考え方、水位変動が斜面に及ぼす影響に関する既往の研究事例を整理することにより、湛水池斜面安定管理上の課題を抽出した。その結果、合理的な斜面安定管理手法の必要性及び、大規模水位変動を受ける斜面の潜在不連続面に着目した評価の必要性を論じ、目標とする湛水池斜面管理の考え方を示した。

第3章では、湛水池斜面の変状形態に応じて、地形、変状履歴、湛水の影響、保安物件への影響などを指標とした健全度評価を行い、健全度に応じた対応策を選定する斜面安定管理手法（安定管理手法A）を開発した。そして、既往の安定管理手法との比較や既設50地点の372箇所のダム湛水池斜面への適用を通してその有効性を実証した。本手法は、1996年以降、実際の水力発電所の湛水池斜面管理に対して継続運用されている。

また、具体的な岩盤地すべり事例を対象に、実際の降雨や貯水位の時間的変化を再現した浸透流解析を実施し、地すべり誘因の斜面安定に及ぼす影響を定量的に示すとともに、提案した岩盤地すべりモデルの妥当性を示した。

第4章では、まず、大規模水位変動により発生する可能性がある岩盤地すべりに着目し、第3章で提案した岩盤地すべりモデルを用いて、水位低下速度や不連続面の透水係数をパラメータとした浸透流解析及びすべり安定解析を実施した。その結果、揚水発電所のダム

湛水池で生じる急速な水位低下が斜面に作用した場合、地下水位は地表付近まで残留することを示した。特に不連続面が難透水の場合、斜面安定に及ぼす影響が大きく、安全率低下係数の低下度合いは、満水時での安全率を 1.0 とした場合に 30%以上となる可能性があることを示した。さらに、降雨による浸透流解析を実施し、水位低下による浸透圧と比較した結果、水位低下が及ぼす影響が降雨の影響を大きく上回る可能性があることを示した。

つぎに、岩盤地すべりの素因となる岩盤内部の潜在的な不連続面に着目し、内部の地質構造に関する情報が十分に得られていない状態において、地すべり形状を設定する方法を提案した。変状事例による検証では、本手法により設定した地すべり形状が実際の地すべり形状を包含した形で設定できており、岩盤地すべりの最大ブロックを推定する上で、1つの指標となることを示した。

第5章では、第4章の検討結果を踏まえて、大規模水位変動に着目した斜面安定管理手法（安定管理手法B）を開発した。

まず、大規模水位変動を受ける湛水池斜面の安定管理においては、第3章で述べた安定管理手法Aの適用のみでは安全性が十分確保されない恐れがあり、潜在不連続面に着目した岩盤地すべりに対する事前評価的な手法となる安定管理手法Bの構築が必要であることを論じた。

つぎに、具体的な評価法として、地形・地質的条件及び水位変動条件に基づく不安定斜面の抽出法、不安定斜面に対する安定性評価法、岩盤地すべり発生時の影響度の評価法などを個々に提案し、最終的に、斜面の安定性と保安物件への影響度から斜面の健全度をランク評価し、ランクに応じて適切な対応を選定する手法を構築した。ここで、不安定斜面の抽出法は第4章に示した岩盤内部の潜在的な不連続面に着目する手法を適用した。

第6章では、湛水池斜面管理の更なる高度化に向け、まず、デジタル画像計測手法について、その具体的な計測方法や理論及び湛水池斜面への適用に際しての課題を論じた。そして、課題を解決する方法を考案し、実斜面での適用性検証結果から、広範囲かつ3次元的な斜面の地表面変位を、実用的な精度で計測可能であることを確認し、湛水池斜面の計測管理手法として適用可能であることを示した。

つぎに、斜面変状拡大時の想定される被害を、定量的かつ合理的に評価した上で最適な対策を選定できる手法の必要性を指摘し、損失評価法とリスク評価法について基礎検討を実施した。損失評価法では、被害シナリオを作成し、被害額とプロジェクト費用の比率が

ら斜面を、ランク分けにより斜面の重要度を評価する手法を提案した。リスク評価では、試算例として、設定するハザード及び被害パターンに対する発生確率からリスク（被害期待値）を算定し、最適な対応策を立案する評価手法としての可能性を示した。

第7章では、水位変動の規模の観点から水力発電所を一般の水力発電所と揚水発電所に区分し、また、それぞれを計画・設計・施工段階と維持管理段階に応じて斜面安定管理を行うことを論じた。そして、新しく提案した地形や変状履歴に着目した斜面安定管理手法（安定管理手法A）と大規模水位変動に着目した斜面安定管理手法（安定管理手法B）及びさらなる高度化技術を盛り込んだ、一般水力発電所及び揚水発電所の湛水池の計画・設計・施工段階から維持管理に至る総合的な斜面安定管理体系を提言した。

本研究では湛水池斜面の健全度を適正に評価するための体系的な取り組みを行った。健全度に応じた維持管理や予防保全を行うことで、合理的な水力発電所の維持・保生（生かし続かせる）、低廉な発電コストでの運転に寄与できる。ただし、本研究は、事例やモデル設定に基づいているため、今後、事例の蓄積と評価によって、さらに適切な斜面管理の確立に繋げてゆく必要がある。

今後、新規のダム建設、既設ダムの維持・保生において、環境面及びコスト面から湛水池の合理的な斜面安定管理の必要性が益々高まるものと思われる。このような状況の下で本研究の成果が、その課題解決の一助となれば幸いと感ずるところである。

謝 辞

本論文は、著者が関西電力(株)土木建築室及び金居原水力発電所建設準備所において、湛水池の合理的な斜面安定管理手法の確立を目指し、種々の研究を行い、蓄積した成果を取りまとめたものであります。

本研究を遂行し、本論文をとりまとめるに際しては、多くの方々からご指導、力添えを賜りました。

京都大学教授 大西有三先生には、本研究を実施することやその成果を論文としてとりまとめることをご助言頂いた上に、終始、懇切丁寧なご指導と励ましを賜りました。心からお礼を申し上げます。

京都大学助教授 大津宏康先生には、本研究の具体的な研究方法、進め方及びとりまとめ内容について、貴重なご意見とご指導を賜りました。深くお礼を申し上げます。

京都大学助手 西山哲先生には、精密写真測量の現地実証試験や解析など、数々のご指導を頂きました。厚くお礼を申し上げます。

一方、本研究における現地調査及び資料の取りまとめにあたっては、関西電力(株)の金居原工事事務所 川西正夫氏、西本潔氏、角田恵氏、グループ経営推進室 島原直樹氏、土木建築室 木村哲也氏に多大なご助力を頂きました。また、関西電力(株)の土木建築室水力開発グループ、土木保修グループ及び金居原水力発電所建設準備所に在籍された関係各位には、本研究を進める上で種々のご支援を頂きました。さらに、本研究におけるデータ整理及び解析などに関しては、(株)ニュージェックの竹澤請一郎氏、平川芳明氏をはじめ、技術開発部、電力土木部、河川・海岸部、地質部の関係各位に多大なご尽力を頂きました。深く感謝の意を表する次第であります。

付録 1 浸透流解析の概要

1) 支配方程式

a) 質量保存則

本モデルは、control volume と称される図-1 に示すような微小立方体を考える。

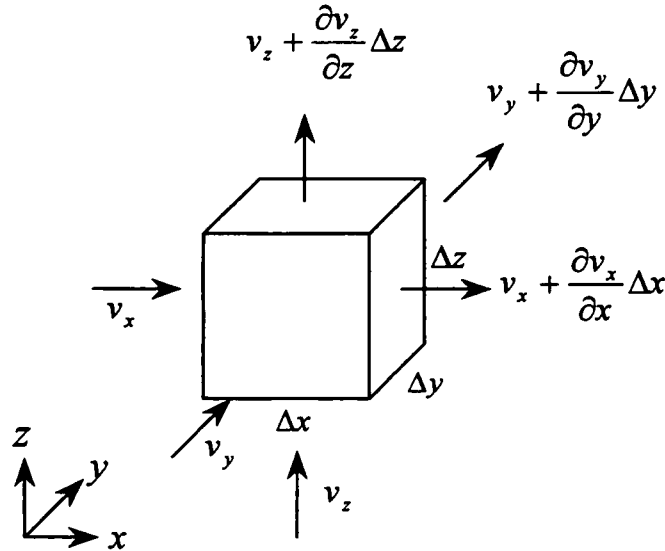


図-1 Control Volume

この立方体内を流れが通過し、その成分を xyz 直交座標の三成分に分割して整理すると、立方体の各軸直交面毎に通過する流れは図-1 に示す標記で表すことができる。ここで、上流側から流入した 1 成分方向の流れ(例えば v_x)は control volume を通過する間に成分方向の増分項 $[(\partial v_x / \partial x) \Delta x]$ だけ変化することを示している。

流入(あるいは上流)側で (ρv_x) の質量流入を有する流れが、微小区間 Δx 間に速度変化を受けた場合、流出(あるいは下流)側では Taylor 展開を適用すると次式で表す事ができる。

$$\rho v_x + \frac{\partial}{\partial x}(\rho v_x) \Delta x + \frac{\partial^2}{2! \partial x^2}(\rho v_x) (\Delta x)^2 + \frac{\partial^3}{3! \partial x^3}(\rho v_x) (\Delta x)^3 + \frac{\partial^4}{4! \partial x^4}(\rho v_x) (\Delta x)^4 + \dots \quad (1)$$

ここで、 ρ は流体密度で、「微小区間 Δx では高次のべき乗項は無視できる」という仮定を導入すると、二次のべき乗項以降はキャンセルされ、流出側の質量流速成分は次式となる。

$$\rho v_x + \frac{\partial}{\partial x}(\rho v_x) \Delta x \quad (2)$$

さらに、体積内で単位体積当たりの sink/source(排水/注入)項 $q(>0$ で排水)を導入、単位時間当たりの流出入流量を三方向成分について総計すると、この体積内での質量保存則から以下の連続の式が誘導できる。

$$\begin{aligned} & \rho v_x \Delta y \Delta z + \rho v_y \Delta z \Delta x + \rho v_z \Delta x \Delta y \\ & - \left(\left(\rho v_x + \frac{\partial \rho v_x}{\partial x} \Delta x \right) \Delta y \Delta z + \left(\rho v_y + \frac{\partial \rho v_y}{\partial y} \Delta y \right) \Delta z \Delta x + \left(\rho v_z + \frac{\partial \rho v_z}{\partial z} \Delta z \right) \Delta x \Delta y \right) \\ & - \rho q \Delta x \Delta y \Delta z = \frac{\partial}{\partial t} (\rho S_w n) \Delta x \Delta y \Delta z \end{aligned} \quad (3)$$

ここで、 S_w は飽和度、 n は有効間隙率、 q は体積内の単位体積当たりのシンク/ソース流量 [L^3/TL^3] (排水時、 $q>0$)

(3) 式を整理し、両辺を立方体体積 ($V \equiv \Delta x \Delta y \Delta z$) で除し、単位体積当たりの収支をみると以下となる。

$$-\frac{\partial \rho v_x}{\partial x} - \frac{\partial \rho v_y}{\partial y} - \frac{\partial \rho v_z}{\partial z} - \rho q = \frac{\partial}{\partial t} (\rho S_w n) \quad (4)$$

b) 運動の式と透水係数テンソル

ここで、Darcy 則を運動の式として左辺流速項 v に適用して、水頭 h を導入する。Darcy 則は以下のように流れ方向成分に着目したものが一般に知られている。

$$v_x = -K_x \frac{\partial h}{\partial x}, \quad v_y = -K_y \frac{\partial h}{\partial y}, \quad v_z = -K_z \frac{\partial h}{\partial z} \quad (5)$$

Bear(1972)は Darcy 則の一般化表現として以下のは二次の透水係数テンソルを用いた各方向成分の流速を示している。

$$\begin{Bmatrix} v_x \\ v_y \\ v_z \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_{zz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial h}{\partial x} \\ \frac{\partial h}{\partial y} \\ \frac{\partial h}{\partial z} \end{Bmatrix} \quad (6)$$

この透水係数テンソルは対称性 ($K_{xy}=K_{yx}$, $K_{yz}=K_{zy}$, $K_{zx}=K_{xz}$) である。

本来、地下水流を定義する場合、モデル座標軸方向に沿った透水成分を考慮すればよいが、試験などで実測される供試体内の透水方向と解析で定義する軸方向が一致しない場合、座標変換を行なって整合させる。この結果、透水係数 $K_{ij}(i \neq j)$ 成分が生じる。このような透水係数 $K_{ij}(i \neq j)$ 成分は座標変換公式から誘導できる。

二次元場では以下ようになる。

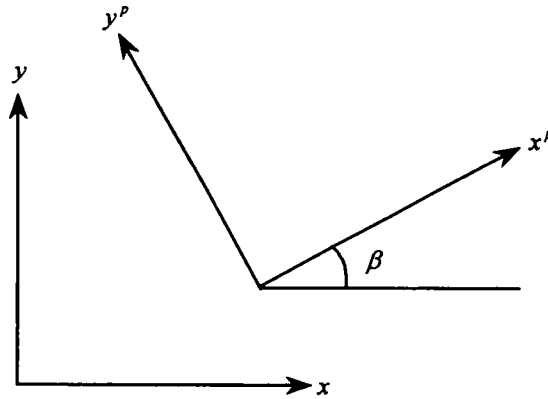


図-2 モデル座標軸 (x, y) と主透水性座標軸 (x^p, y^p)

$$\underline{\underline{K}} = \underline{\underline{\alpha}}^T \underline{\underline{K}}^P \underline{\underline{\alpha}} \quad (7)$$

$$\alpha_{ij} = \underline{e}_i^P \cdot \underline{e}_j \quad (8)$$

$$\underline{\underline{K}}^P = \begin{bmatrix} K_1 & 0 \\ 0 & K_2 \end{bmatrix} \quad (9)$$

ここで、上付添字Tは転置行列を示す。また、単位ベクトル \underline{e}_i は主透水方向座標とモデル座標のなす角 β から以下のようなものである。

$$\underline{e}_1^P = \begin{pmatrix} \cos \beta \\ \sin \beta \end{pmatrix}, \quad \underline{e}_2^P = \begin{pmatrix} -\sin \beta \\ \cos \beta \end{pmatrix} \quad (10)$$

$$\underline{\alpha} = \begin{bmatrix} \underline{e}_1^P \cdot \underline{e}_1 & \underline{e}_1^P \cdot \underline{e}_2 \\ \underline{e}_2^P \cdot \underline{e}_1 & \underline{e}_2^P \cdot \underline{e}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \beta & \sin \beta \\ -\sin \beta & \cos \beta \end{bmatrix} \quad (11)$$

$$\begin{aligned} \underline{K} &= \underline{\alpha}^T \underline{K}^P \underline{\alpha} = \begin{bmatrix} \cos \beta & -\sin \beta \\ \sin \beta & \cos \beta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_1 & 0 \\ 0 & K_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \cos \beta & \sin \beta \\ -\sin \beta & \cos \beta \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} K_1 \cos^2 \beta + K_2 \sin^2 \beta & (K_1 - K_2) \sin \beta \cos \beta \\ (K_1 - K_2) \sin \beta \cos \beta & K_1 \sin^2 \beta + K_2 \cos^2 \beta \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (12)$$

主透水軸(添字 P)とモデル座標軸が一致する時は $\beta=0$ となり、(6) 式の透水テンソルの対角項のみ値をもち(それ以外は 0)、また等方性の場合($K_1=K_2 \rightarrow K_1-K_2=0 \rightarrow \sin^2 \beta + \cos^2 \beta = 1$)、 β の値にかかわらず対角項のみ値を持ちその値は等しくなる。

c) 支配方程式

これらの流速 v を (4) 式に代入すると次式を得る。

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial x} \left(\rho K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} + \rho K_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} + \rho K_{xz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) \\ & + \frac{\partial}{\partial y} \left(\rho K_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} + \rho K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} + \rho K_{yz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) \\ & + \frac{\partial}{\partial z} \left(\rho K_{zx} \frac{\partial h}{\partial x} + \rho K_{zy} \frac{\partial h}{\partial y} + \rho K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) - \rho q = \frac{\partial}{\partial t} (\rho S_w n) \end{aligned} \quad (13)$$

あるいは、総和規約による簡略表示では以下である。

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\rho K_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \right) - \rho q = \frac{\partial}{\partial t} (\rho S_w n) \\ & i, j = 1, 2, 3, (1: x, 2: y, 3: z) \end{aligned} \quad (14)$$

ここで、右辺時間微分は対象体積内の水分質量の微分項であり、左辺の水頭微分と

同じく扱うことができないので、右辺項も水頭 h の微分項で表すと次式となる。

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(\rho K_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \right) - \rho q = \frac{\partial}{\partial h} (\rho S_w n) \frac{\partial h}{\partial t} \quad (15)$$

(15) 式の各微分項を整理する。左辺では

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(\rho K_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \right) = \frac{\partial \rho}{\partial x_i} \cdot K_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} + \rho \frac{\partial}{\partial x_i} \left(K_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \right) \quad (16)$$

ここで、流体密度 ρ は空間について一定(非圧縮性及び微小体積内均質性)である
とすると上式右辺第一項は0となる。よって、(16) 式は次式となる。

$$\frac{\partial \rho}{\partial x_i} \left(K_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \right) = \rho \frac{\partial}{\partial x_i} \left(K_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \right) \quad (17)$$

また、(15) 式右辺時間微分項($\partial h / \partial t$)の係数項は以下のようになる。

$$\frac{\partial}{\partial h} (\rho S_w n) = \rho S_w \frac{\partial}{\partial h} (n) + S_w n \frac{\partial}{\partial h} (\rho) + \rho n \frac{\partial}{\partial h} (S_w) \quad (18)$$

$$\begin{aligned} \frac{dn}{dh} &= \frac{dV_w}{dh} \\ &= \rho g (\alpha + n c_w) \\ &= S_s \quad [1/L] \end{aligned} \quad (19)$$

$$\rho = \text{constant} \quad (20)$$

$$\begin{aligned} n \frac{\partial}{\partial h} (S_w) &= \frac{\partial}{\partial h} (n S_w) = \frac{\partial}{\partial h} \left(\frac{V - V_s}{V} \frac{V_w}{V - V_s} \right) = \frac{\partial}{\partial h} \left(\frac{V_w}{V} \right) \\ &= \frac{\partial \theta}{\partial h} \end{aligned} \quad (21)$$

ここで、 V は全媒体体積 [L^3]、 V_s は土粒子部分の体積 [L^3]、 V_w は含水部分の体積 [L^3]、 θ は体積含水率 [—]

を適用すると

$$\rho \frac{\partial}{\partial x_i} \left(K_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \right) - \rho q = \rho \left(\beta S_s + \frac{d\theta}{dh} \right) \frac{\partial h}{\partial t} \quad (22)$$

流体密度が一定であるので、上式両辺を ρ で除し以下の基礎方程式を誘導できる。

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(K_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} \right) - q = \left(\beta S_s + \frac{d\theta}{dh} \right) \frac{\partial h}{\partial t} \quad (23)$$

ここで、 β は以下の定義である。

$\beta=0$: 不飽和領域

1 : 飽和領域

上式を圧力水頭で示すと以下ようになる。

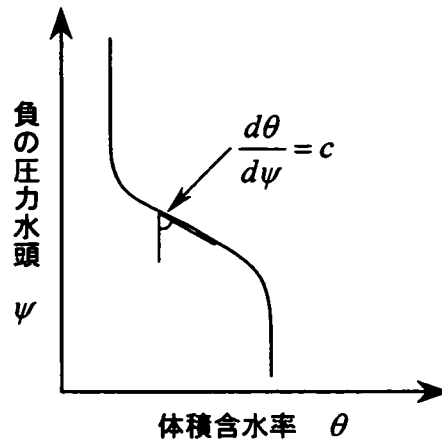


図-3 負の圧力水頭と体積含水率の関係

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(K_{ij} \frac{\partial \psi}{\partial x_j} + K_{i3} \right) - q = \left(\beta S_s + \frac{d\theta}{d\psi} \right) \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad (24)$$

ここで、比水分容量 $d\theta/d\psi \equiv c(\psi)$ とする。また、透水係数を不飽和領域にまで拡張定義すると、透水係数 K は飽和透水係数(地盤依存) K^s と相対透水係数(飽和度依存) K_r の積で表すとする($K \equiv K_r K^s$)。

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(K_r \left(K_{ij}^s \frac{\partial \psi}{\partial z} + K_{i3}^s \right) \right) - q = (\beta S_s + c) \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad (25)$$

あるいは、

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial x} \left(K_r \left(K_{xx}^s \frac{\partial \psi}{\partial x} + K_{xy}^s \frac{\partial \psi}{\partial y} + K_{xz}^s \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right) \right) \\ & + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_r \left(K_{yx}^s \frac{\partial \psi}{\partial x} + K_{yy}^s \frac{\partial \psi}{\partial y} + K_{yz}^s \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right) \right) \\ & + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_r \left(K_{zx}^s \frac{\partial \psi}{\partial x} + K_{zy}^s \frac{\partial \psi}{\partial y} + K_{zz}^s \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right) \right) - q = (\beta S_s + c) \frac{\partial \psi}{\partial t} \end{aligned} \quad (26)$$

(25) 式あるいは (26) 式を支配方程式と呼ぶ。

d) 境界条件及び初期条件

① 既知水頭境界

浸透解析では水頭値が変量として扱われるが、既知水頭境界ではこれを変量とは扱わず、指定された経過時間に対応した既知量を強制的に水頭値として指定するものである。

$$h(x, t) = H_b(x, t) \quad (27.1)$$

ここで、 H_b は既知水頭の位置と時間に対する関数であり、最も簡単なものは時間に依存せず一定値を導入するものである。既知水頭を設定する地点は任意ではなく、その位置が明確であるから、圧力水頭に対しても同様の条件が設定できる。

$$\psi(x, t) = \Psi_b(x, t) \quad (27.2)$$

ここで、 Ψ_b は既知圧力水頭の時間に対する関数である。

② 既知流量境界

流量値を境界条件とするもので、境界面を通過する流量で規定される。

$$K_r \left(K_{ij}^s \frac{\partial \psi}{\partial x_j} + K_{i3}^s \right) n_i = -V(x_i, t) \quad (28)$$

ここで、 V は境界面を通過する流速、 n_i は境界面に垂直なベクトルの i 座標方向成分である。

③ 浸出面境界

浸出面境界は飽和・不飽和浸透解析特有のものである。

この条件がとられる境界面では、初期に不飽和状態にあり水の出入りが見られないものが、後に浸透系内の浸潤によって飽和状態になり系より外部へ流出が見られるものである。またはこの逆で、初期に飽和状態にあり外部へ流出が見られるものの、後に浸透系内の浸潤面後退に伴い不飽和状態になり、水の出入りが見られなくなるものである（図-4 参照）。

数式では以下の条件式が適用できる。

$\phi \geq 0$ の時、 ϕ = 大気圧とした既知水頭境界に変更する。

$\phi < 0$ の時、不透水境界条件に変更する。

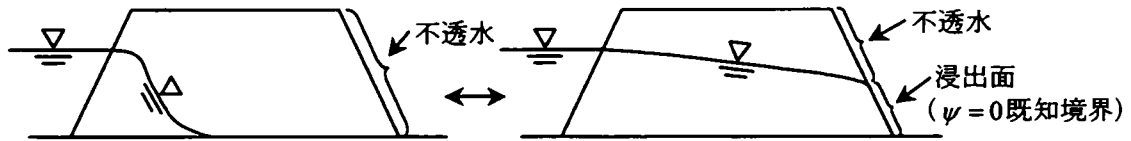


図-4 浸出面境界

④ 初期条件

非定常(時間とともに水頭分布が変化する)問題では、計算開始段階での水頭分布を設定する必要がある。

$$h(x, t = 0) = H_0(x) \quad (29.1)$$

ここで、 H_0 は既知水頭の位置に対する関数である。

圧力水頭に対しても同様の条件が設定される。

$$\psi(x, t = 0) = \Psi_0(x) \quad (29.2)$$

ここで、 φ_0 は既知圧力水頭の位置に対する関数である。

2) 離散化

a) 有限要素による空間離散化

(25) 式あるいは (26) 式を数値的に解くことを考える。

浸透問題の数値解析において離散化が見られるのは、空間と時間についてである。

いずれも、微分方程式で表されているが、このままでは、これらの方程式を全対象領域で連続関数として取り扱うことが困難であることから、十分に小さいとみなせる要素内あるいは時間々隔内では連続関数とみなすと仮定する。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_r K_{xx}^s \frac{\partial \psi}{\partial x} + K_r K_{xx}^s \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_r K_{xz}^s \frac{\partial \psi}{\partial x} + K_r K_{zz}^s \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right) - q = (\beta S_s + c) \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad (30)$$

以下、(30) 式を有限要素近似で表すことを考える。

まず、全領域を所定の多角形で分割し、この多角形を要素、多角形を構成する頂点を節点と呼ぶ。各多角形は、節点と隣り合う節点で結ばれる境界面で結合しているものとし、有限要素法では各節点に主変量、浸透解析では水頭、をもつことになる。

ここで、(30) 式はあくまでも一つの微小要素内での釣り合いを考慮したものであるため、微小とは言えない大きさの要素にわたっての釣り合い関係を評価する必要がある。このためには、要素内での水頭分布を近似する必要がある。

この水頭近似に用いられるのが内挿関数である。

① 内挿関数の導入

n 多角形における任意地点の座標 (x,y) での内挿は以下のように標記できる。

$$\psi^N(x, y, t) = \sum_{i=1}^n N_i(x, y) \psi_i(t) \quad (31)$$

ここで、 ϕ_i は多角形頂点(節点)上の水頭、 N_i は各節点に対応した要素内の内挿関数、 ϕ^N は内挿近似水頭をそれぞれ示す。

このような内挿関数の特徴は以下である。

•任意点での関数値の総和は1である：
$$\sum_{i=1}^n N_i(x,y) = 1 \quad (32)$$

•節点*i*上での内挿関数 N_i の値は1、それ以外の関数値は0である。

図-5のような内挿状況が得られる。

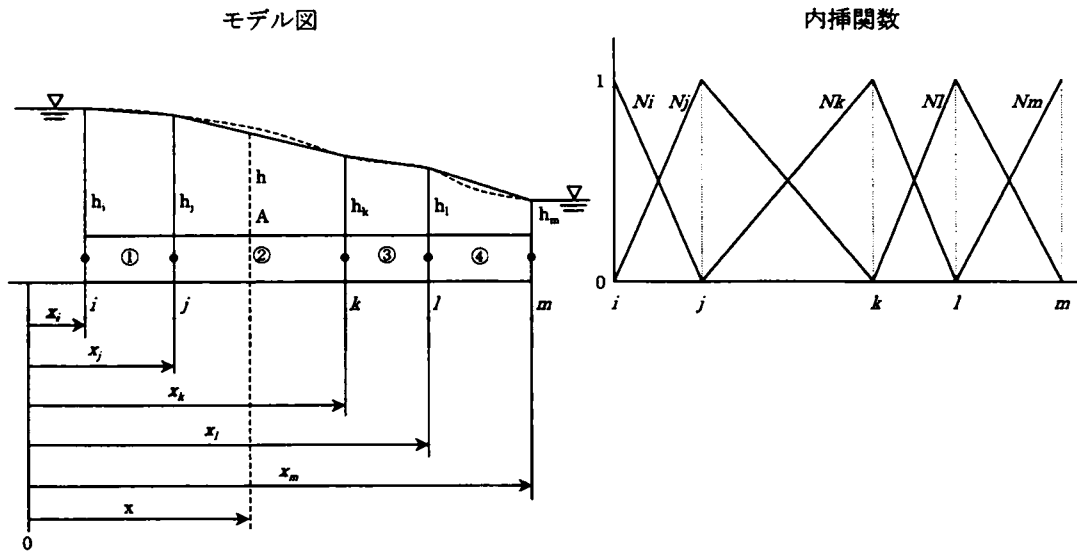


図-5 内挿近似の概要（一次元浸透）

このように、実際の水頭分布に対して適切な内挿を行なうには、(1)内挿に関わる節点数を多くする(高次の内挿関数の導入)か、(2)要素分割を細分化することが考えられる。

② 重み付き残差法(method of weighted residuals)

水頭分布を内挿関数で近似したことで、実際の水頭分布と幾ばくかの差が生じる。つまり、支配方程式 $L(\phi(x,y,t))=0$ に内挿近似 ϕ^N を導入すると、残差があることから以下のように式値は0とはならない。

$$\begin{aligned}
L(\psi^N(x, y, t)) \equiv & \frac{\partial}{\partial x} \left(K_r K_x^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} + K_r K_z^s \left(\frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) \right) \\
& + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_r K_x^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} + K_r K_z^s \left(\frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) \right) - q - (\beta S_s + c) \frac{\partial \psi^N}{\partial t} \\
L(\psi^N(x, y, t)) \neq 0
\end{aligned} \tag{33}$$

そこで、残差方程式に重みを掛けたものを領域全体にわたって平均化(積分)することで、全体領域Rでの全体的な残差を0にする重み付き残差法(WRM)を用いる。

$$\int_R L(\psi^N(x, y, t)) W(x, y) dR = 0 \tag{34}$$

ここで、重み関数Wの満たすべき条件について考えてみる。

残差が生じているのは節点間あるいは要素内の地点での式値であり、各節点では残差はないことから、重み関数Wは節点毎に定義し当該節点では $W_i(x_i, z_i) = 1$ 、それ以外の節点では $W = 0$ をとるようなものとなる。

一般に、重み付き残差法に用いられる重み関数Wにはいくつかのものが知られているが、ここでは重み関数Wに内挿関数Nを適用する Galerkin 法を用いる。

③ Galerkin 法による定式化

(33) 式に重み関数Wを掛けて、領域全体にわたって積分する。

$$\int_R \left[\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial x} \left(K_r K_x^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} + K_r K_z^s \left(\frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) \right) \\ & + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_r K_x^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} + K_r K_z^s \left(\frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) \right) \\ & - q - (\beta S_s + c) \frac{\partial \psi^N}{\partial t} \end{aligned} \right] W_i dR = 0 \tag{35}$$

ここで、水頭値は内挿された近似値 ϕ^N が代入されている。

W を各項に掛けそれぞれの整理を試みる。

$$\int_R \left[\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial x} \left(K_r K_x^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} + K_r K_z^s \left(\frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) \right) W_i \\ & + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_r K_x^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} + K_r K_z^s \left(\frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) \right) W_i \\ & - q W_i - (\beta S_s + c) \frac{\partial \psi^N}{\partial t} W_i \end{aligned} \right] dR = 0 \quad (36)$$

ここで、 ϕ^N が要素内で線型分布している(三角形要素ではこれに相当する)場合には、 ϕ^N の1次の空間微分項は定数となり、さらに $K_r K_{ij}^s$ が要素内で一定値(均質)であるなら、(36) 式の透水係数を含んだ微分項は0となり、(36) 式を解くことができない。

そこで、以下の手順で (36) 式を変形する。まず、各高次微分項は部分積分技法を用いて変形する。

$$\int_R \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(K_r K_x^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} \right) W_i \right] dR = \int_R \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(K_r K_x^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} W_i \right) \right] dR - \int_R \left[\frac{\partial W_i}{\partial x} \left(K_r K_x^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} \right) \right] dR \quad (37)$$

さらに、Gauss の積分定理から次式が誘導できる。

$$\int_R \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(K_r K_x^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} W_i \right) \right] dR = \int_L W_i K_r K_x^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} n_x dL \quad (38)$$

以下繰り返しになるが、他の3つの高次微分項についても同様の誘導を行なう。

$$\begin{aligned}
& \int_R \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(K_r K_z^s \frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) W_i \right] dR \\
&= \int_R \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(\left(K_r K_z^s \frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) W_i \right) \right] dR - \int_R \left[\frac{\partial W_i}{\partial x} \left(K_r K_z^s \frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) \right] dR \\
&= \int_R \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(\left(K_r K_z^s \frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) W_i \right) \right] dR - \int_R \left[\frac{\partial W_i}{\partial x} \left(K_r K_z^s \frac{\partial \psi^N}{\partial z} \right) \right] dR - \int_R \left[\frac{\partial W_i}{\partial x} (K_r K_z^s) \right] dR
\end{aligned} \tag{39}$$

$$\int_R \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(\left(K_r K_z^s \frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) W_i \right) \right] dR = \int_L W_i \left(K_r K_z^s \frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) n_x dL \tag{40}$$

$$\begin{aligned}
& \int_R \left[\frac{\partial}{\partial z} \left(K_r K_x^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} \right) W_i \right] dR \\
&= \int_R \left[\frac{\partial}{\partial z} \left(K_r K_x^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} W_i \right) \right] dR - \int_R \left[\frac{\partial W_i}{\partial z} \left(K_r K_x^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} \right) \right] dR
\end{aligned} \tag{41}$$

$$\int_R \left[\frac{\partial}{\partial z} \left(K_r K_x^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} W_i \right) \right] dR = \int_L W_i K_r K_x^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} n_z dL \tag{42}$$

$$\begin{aligned}
& \int_R \left[\frac{\partial}{\partial z} \left(K_r K_z^s \frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) W_i \right] dR \\
&= \int_R \left[\frac{\partial}{\partial z} \left(\left(K_r K_z^s \frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) W_i \right) \right] dR - \int_R \left[\frac{\partial W_i}{\partial z} \left(K_r K_z^s \frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) \right] dR \\
&= \int_R \left[\frac{\partial}{\partial z} \left(\left(K_r K_z^s \frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) W_i \right) \right] dR - \int_R \left[\frac{\partial W_i}{\partial z} \left(K_r K_z^s \frac{\partial \psi^N}{\partial z} \right) \right] dR - \int_R \left[\frac{\partial W_i}{\partial z} (K_r K_z^s) \right] dR
\end{aligned} \tag{43}$$

$$\int_R \left[\frac{\partial}{\partial z} \left(\left(K_r K_z^s \frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) W_i \right) \right] dR = \int_L W_i \left(K_r K_z^s \frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) n_z dL \tag{44}$$

ここで、 n_x 及び n_z はそれぞれ境界に垂直な法線の x 及び z 方向成分であり、(38)、

(40), (42), (44) 式は境界からの水の流入出を表している。

これらをまとめると以下ようになる。

$$\begin{aligned}
 & \int_R \left[\frac{\partial W_i}{\partial x} \left(K_r K_{xx}^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} \right) + \frac{\partial W_i}{\partial x} \left(K_r K_{xz}^s \frac{\partial \psi^N}{\partial z} \right) \right. \\
 & \quad \left. + \frac{\partial W_i}{\partial z} \left(K_r K_{xx}^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} \right) + \frac{\partial W_i}{\partial z} \left(K_r K_{zz}^s \frac{\partial \psi^N}{\partial z} \right) \right] dR \\
 & + \int_R K_r K_{xx}^s \frac{\partial W_i}{\partial x} + K_r K_{zz}^s \frac{\partial W_i}{\partial z} dR \\
 & - \int_L W_i \left[\left(K_r K_{xx}^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} \right) n_x + K_r K_{xz}^s \left(\frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) n_x \right. \\
 & \quad \left. + K_r K_{zx}^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} n_z + K_r K_{zz}^s \left(\frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) n_z \right] dL \\
 & + \int_R q W_i dR + \int_R (\beta S_s + c) \frac{\partial \psi^N}{\partial t} W_i dR = 0
 \end{aligned} \tag{45}$$

上の(45) 式中、左辺第3積分項は境界面を通過する流速成分項の境界面上の積分に他ならないため、以下のように示される。

$$\begin{aligned}
 & \int_L W_i \left[\left(K_r K_{xx}^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} \right) n_x + K_r K_{xz}^s \left(\frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) n_x \right. \\
 & \quad \left. + K_r K_{zx}^s \frac{\partial \psi^N}{\partial x} n_z + K_r K_{zz}^s \left(\frac{\partial \psi^N}{\partial z} + 1 \right) n_z \right] dL \\
 & = \int_L W_i [-V_x^N - V_z^N] dL \\
 & = - \int_L W_i [V_x^N + V_z^N] dL
 \end{aligned} \tag{46}$$

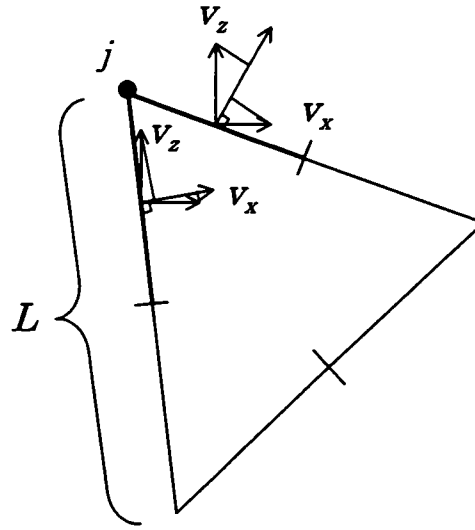


図-6 境界面上の流入出

ここで、 ϕ^N を内挿近似式で置換する。

$$\begin{aligned}
 & \int_R \left[\frac{\partial W_i}{\partial x} \left(K_r K_{xz}^s \frac{\partial N_j \psi_j}{\partial x} \right) + \frac{\partial W_i}{\partial x} \left(K_r K_{xz}^s \frac{\partial N_j \psi_j}{\partial z} \right) \right. \\
 & \quad \left. + \frac{\partial W_i}{\partial z} \left(K_r K_{xz}^s \frac{\partial N_j \psi_j}{\partial x} \right) + \frac{\partial W_i}{\partial z} \left(K_r K_{xz}^s \frac{\partial N_j \psi_j}{\partial z} \right) \right] dR \\
 & + \int_R K_r K_{xz}^s \frac{\partial W_i}{\partial x} + K_r K_{xz}^s \frac{\partial W_i}{\partial z} dR + \int_L W_i (V_x^N + V_z^N) dL \\
 & + \int_R q W_i dR + \int_R (\beta S_s + c) \frac{\partial N_j \psi_j}{\partial t} W_i dR = 0
 \end{aligned} \tag{47}$$

さて、全体領域 R を有限要素に分割すると、各要素領域 R^e でも上式が成立する、すなわち以下となる。

$$\int_R L(\psi^N(x, y, t)) W(x, y) dR = \sum_1^{\text{Num.Elements}} \int_{R^e} L(\psi^N(x, y, t)) W(x, y) dR^e \tag{48}$$

$$\begin{aligned}
& \int_{R^e} \left[\frac{\partial W_i^e}{\partial x} \left(K_r K_{xx}^s \frac{\partial N_j^e \psi_j}{\partial x} \right) + \frac{\partial W_i^e}{\partial x} \left(K_r K_{xz}^s \frac{\partial N_j^e \psi_j}{\partial z} \right) \right. \\
& \quad \left. + \frac{\partial W_i^e}{\partial z} \left(K_r K_{zx}^s \frac{\partial N_j^e \psi_j}{\partial x} \right) + \frac{\partial W_i^e}{\partial z} \left(K_r K_{zz}^s \frac{\partial N_j^e \psi_j}{\partial z} \right) \right] dR^e \\
& + \int_{R^e} K_r K_{xx}^s \frac{\partial W_i^e}{\partial x} + K_r K_{zz}^s \frac{\partial W_i^e}{\partial z} dR^e + \int_{L^e} W_i^e (V_x^N + V_z^N) dL^e \\
& + \int_{R^e} q W_i^e dR^e + \int_{R^e} (\beta S_s + c) \frac{\partial N_j^e \psi_j}{\partial t} W_i^e dR^e = 0
\end{aligned} \tag{49}$$

これより全体領域に対しては、各要素毎の式 (20) 式を全要素にわたって連立(総和)した方程式が得られる。

$$\sum_{e=1}^{Num.Elements} \left[\int_{R^e} \left[\frac{\partial W_i^e}{\partial x} \left(K_r K_{xx}^s \frac{\partial N_j^e \psi_j}{\partial x} \right) + \frac{\partial W_i^e}{\partial x} \left(K_r K_{xz}^s \frac{\partial N_j^e \psi_j}{\partial z} \right) \right. \right. \\
\left. \left. + \frac{\partial W_i^e}{\partial z} \left(K_r K_{zx}^s \frac{\partial N_j^e \psi_j}{\partial x} \right) + \frac{\partial W_i^e}{\partial z} \left(K_r K_{zz}^s \frac{\partial N_j^e \psi_j}{\partial z} \right) \right] dR^e \right. \\
\left. + \int_{R^e} K_r K_{xx}^s \frac{\partial W_i^e}{\partial x} + K_r K_{zz}^s \frac{\partial W_i^e}{\partial z} dR^e + \int_{L^e} W_i^e (V_x^N + V_z^N) dL^e \right. \\
\left. + \int_{R^e} q W_i^e dR^e + \int_{R^e} (\beta S_s + c) \frac{\partial N_j^e \psi_j}{\partial t} W_i^e dR^e \right] = 0
\end{aligned} \tag{50}$$

各節点水頭値 ψ は、座標には依存しないので積分の外に出る。よってこれをマトリックス表示を行なうと以下のようなものである。

$$[A_{ij}] \{\psi_j\} + [F_{ij}] \left\{ \frac{d\psi_i}{dt} \right\} = \{Q_j\} - \{B_j\} - \{D_j\} \tag{51}$$

ここで、

$$\begin{aligned}
 [A_{ij}] &= \sum_{e=1}^{Num.Elements} [A_{ij}]^e \\
 &= \sum_{e=1}^{Num.Elements} \int_{R^e} \left[\begin{aligned} &\frac{\partial W_i^e}{\partial x} \left(K_r K_{xx}^s \frac{\partial N_j^e}{\partial x} \right) + \frac{\partial W_i^e}{\partial x} \left(K_r K_{xz}^s \frac{\partial N_j^e}{\partial z} \right) \\ &+ \frac{\partial W_i^e}{\partial z} \left(K_r K_{zx}^s \frac{\partial N_j^e}{\partial x} \right) + \frac{\partial W_i^e}{\partial z} \left(K_r K_{zz}^s \frac{\partial N_j^e}{\partial z} \right) \end{aligned} \right] dR^e \quad (52.a)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \{B_j\} &= \sum_{e=1}^{Num.Elements} \{B_j\}^e \\
 &= \sum_{e=1}^{Num.Elements} \int_{R^e} K_r K_{xz}^s \frac{\partial W_i^e}{\partial x} + K_r K_{zx}^s \frac{\partial W_i^e}{\partial z} dR^e \quad (52.b)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \{Q_j\} &= - \sum_{e=1}^{Num.Elements} \{Q_j\}^e \\
 &= - \sum_{e=1}^{Num.Elements} \int_{L^e} W_i^e N_j^e (V_{xj} + V_{yj}) dL^e \quad (52.c)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \{D_j\} &= \sum_{e=1}^{Num.Elements} \{D_j\}^e \\
 &= \sum_{e=1}^{Num.Elements} \int_{R^e} q W_i^e dR^e \quad (52.d)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 [F_{ij}] &= \sum_{e=1}^{Num.Elements} [F_{ij}]^e \\
 &= \sum_{e=1}^{Num.Elements} \int_{R^e} (\beta S_s + c) N_j^e W_i^e dR^e \quad (52.e)
 \end{aligned}$$

(52) 式を見ると、積分は内挿関数Nと重み関数W(Galerkin 法では両者は一致)の微積分となっている。

ここで、以下の簡略化を導入する。

- (1) 透水係数は、飽和透水係数成分 K^s と不飽和状態の相対透水係数 K_r の積で表現できる。ここで、浸透特性は要素内で一定であると考え K^s は節点情報には依存しない。しかし、相対透水係数は節点上の圧力水頭 ϕ に依存するため、 K_r は要素内で

は ϕ と同様に内挿関数による近似を行なう。

よって、 $K_r = K_l' N_l^e$ （ここで、 l は要素節点番号）と表すが、これは節点値の平均値 $\overline{K_r}$ である。

(2) 境界面で定義される流速 V については上式(52.c)では節点で定義される流速値の内挿式を示しているが、三角形要素内では一様分布とする。

(3) 貯留成分では、飽和状態の比貯留係数 S_s は要素内では均一であるが、比水分容量 c は節点での圧力水頭値に依存する。

よって、 $c = c_l N_l^e$ （ここで、 l は要素節点番号）と表すが、これは節点値の平均値 \bar{c} である。

また、 $[F]$ はマトリックスを表しているが、Neuman(1972)の提唱する差分法で用いられる技法の適用である Lumped Mass Method を適用して、ベクトル化する。

ここで、以下の三角形（定歪）要素における内挿関数の微分及び積分を導入する。

また、 $W=N$ とした。

$$\begin{aligned}
 \int_{R^e} N_j dR^e &= \frac{\Delta}{3} \\
 \int_{R^e} N_i N_j dR^e &= \frac{\Delta}{12} & \int_{R^e} N_i N_i dR^e &= \frac{\Delta}{6} \\
 \int_{R^e} \frac{\partial N_i}{\partial x} dR^e &= \frac{b_i}{2} & \int_{R^e} \frac{\partial N_i}{\partial z} dR^e &= \frac{c_i}{2} \\
 \int_{R^e} \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} dR^e &= \frac{b_i b_j}{4\Delta} & \int_{R^e} \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial z} dR^e &= \frac{b_i c_j}{4\Delta} & \int_{R^e} \frac{\partial N_i}{\partial z} \frac{\partial N_j}{\partial z} dR^e &= \frac{c_i c_j}{4\Delta}
 \end{aligned} \tag{53}$$

$$\begin{aligned}
 [A_{ij}]^e &= \int_{R^e} \left[\frac{\partial W_i^e}{\partial x} \left(K_{xx} \frac{\partial N_j^e}{\partial x} \right) + \frac{\partial W_i^e}{\partial x} \left(K_{xz} \frac{\partial N_j^e}{\partial z} \right) \right. \\
 &\quad \left. + \frac{\partial W_i^e}{\partial z} \left(K_{zx} \frac{\partial N_j^e}{\partial x} \right) + \frac{\partial W_i^e}{\partial z} \left(K_{zz} \frac{\partial N_j^e}{\partial z} \right) \right] dR^e \\
 &= \frac{\overline{K_r}}{4\Delta} \left\{ K_{xx}^s b_i b_j + K_{xz}^s b_i c_j + K_{zx}^s b_j c_i + K_{zz}^s c_i c_j \right\}
 \end{aligned} \tag{54}$$

$$[A_{ij}]^e = \frac{\overline{K_r}}{4\Delta} \left\{ K_{xx}^s \begin{bmatrix} b_1 b_1 & b_1 b_2 & b_1 b_3 \\ b_2 b_1 & b_2 b_2 & b_2 b_3 \\ b_3 b_1 & b_3 b_2 & b_3 b_3 \end{bmatrix} + K_{zz}^s \begin{bmatrix} c_1 c_1 & c_1 c_2 & c_1 c_3 \\ c_2 c_1 & c_2 c_2 & c_2 c_3 \\ c_3 c_1 & c_3 c_2 & c_3 c_3 \end{bmatrix} \right. \\ \left. + K_{xz}^s \begin{bmatrix} b_1 c_1 & b_1 c_2 & b_1 c_3 \\ b_2 c_1 & b_2 c_2 & b_2 c_3 \\ b_3 c_1 & b_3 c_2 & b_3 c_3 \end{bmatrix} + K_{zx}^s \begin{bmatrix} c_1 b_1 & c_1 b_2 & c_1 b_3 \\ c_2 b_1 & c_2 b_2 & c_2 b_3 \\ c_3 b_1 & c_3 b_2 & c_3 b_3 \end{bmatrix} \right\} \quad (55)$$

透水係数テンソルは対称であるから、 $K_{xz}=K_{zx}$ であり、これを代入すると、式(55)の $[A]^e$ マトリックスも対称になる。

$$[A_{ij}]^e = \frac{\overline{K_r}}{4\Delta} \left\{ K_{xx}^s \begin{bmatrix} b_1 b_1 & b_1 b_2 & b_1 b_3 \\ b_2 b_1 & b_2 b_2 & b_2 b_3 \\ b_3 b_1 & b_3 b_2 & b_3 b_3 \end{bmatrix} + K_{zz}^s \begin{bmatrix} c_1 c_1 & c_1 c_2 & c_1 c_3 \\ c_2 c_1 & c_2 c_2 & c_2 c_3 \\ c_3 c_1 & c_3 c_2 & c_3 c_3 \end{bmatrix} \right. \\ \left. + K_{xz}^s \begin{bmatrix} b_1 c_1 + c_1 b_1 & b_1 c_2 + c_1 b_2 & b_1 c_3 + c_1 b_3 \\ b_2 c_1 + c_2 b_1 & b_2 c_2 + c_2 b_2 & b_2 c_3 + c_2 b_3 \\ b_3 c_1 + c_3 b_1 & b_3 c_2 + c_3 b_2 & b_3 c_3 + c_3 b_3 \end{bmatrix} \right\} \quad (56)$$

$$\{B_j\}^e = \int_{R^e} K_r K_{xz}^s \frac{\partial W_i^e}{\partial x} + K_r K_{zz}^s \frac{\partial W_i^e}{\partial z} dR^e \\ = \frac{\overline{K_r}}{6} \left(K_{xz}^s \begin{Bmatrix} b_1 \\ b_2 \\ b_3 \end{Bmatrix} + K_{zz}^s \begin{Bmatrix} c_1 \\ c_2 \\ c_3 \end{Bmatrix} \right) \quad (57)$$

$$\{Q_j\}^e = - \int_{L^e} W_i^e N_j (V_{xj} + V_{zj}) dL^e \\ = - \frac{(L(V_{xj} + V_{zj}))_j}{2} \quad (58)$$

$$\{D_j\}^e = \int_{R^e} q W_i^e dR^e = \frac{q\Delta}{3} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (59)$$

$$\begin{aligned} [F_{ij}]^e &= \int_{R^e} (\beta S_s + c) N_j^e W_i^e dR^e \\ &= \frac{(\beta S_s + \bar{c})\Delta}{12} \begin{bmatrix} 2 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 1 \\ 1 & 1 & 2 \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (60)$$

ここで、差分法で用いられるように貯留項(時間微分項の係数項)は対角項に集約される形にするため、lumped matrix 法を用いると次式となる(Neuman,1973)。

$$[F_{ij}]^e = \frac{(\beta S_s + \bar{c})\Delta}{12} \begin{bmatrix} 4 & 0 & 0 \\ 0 & 4 & 0 \\ 0 & 0 & 4 \end{bmatrix} = \frac{(\beta S_s + \bar{c})\Delta}{3} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (61)$$

b) 時間項の取り扱いと非線形特性の考慮

解くべきマトリックス方程式は次式である。

$$[A_{ij}]\{\psi_j\} + [F_{ij}]\left\{\frac{d\psi_i}{dt}\right\} = \{Q_j\} - \{B_j\} - \{D_j\} \quad (62)$$

扱い易くするために、上式右辺ベクトル項を一まとめにする。

$$[A_{ij}]\{\psi_j\} + [F_{ij}]\left\{\frac{d\psi_i}{dt}\right\} = \{C_j\} \quad (63)$$

差分法における一般式は差分重みパラメータ ω を用いると次式で表される。

$$\begin{aligned} &\left\{\frac{1}{\Delta t}[F_{ij}]^{K+1} + \omega[A_{ij}]^{K+1}\right\}\{\psi_i\}^{K+1} \\ &= \left\{\frac{1}{\Delta t}[F_{ij}]^K - (1-\omega)[A_{ij}]^K\right\}\{\psi_i\}^K + \left\{(1-\omega)\{C_j\}^K + \omega\{C_j\}^{K+1}\right\} \end{aligned} \quad (64)$$

ここで、 ω は $0 \leq \omega \leq 1$ の範囲にある実数をとることができ、特に以下が知られて

いる。

$\omega = 1$: 後退差分

$\omega = 1/2$: 中央差分

また、[A]、[F]、{C}は解法時には定義されている必要があるが、式(64)にみられるように、これから求めようとするステップ(K+1)での値が必要とされている。すなわち、これらを算定するための ϕ^{K+1} が必要である。そこで、推定による ϕ^{K+1} からこれらの係数マトリックスや定数ベクトル項を求め、収束計算を行なえばよい。

ここで(K+1/2)での水頭値 $\phi^{K+1/2}$ を推定するにあたり、推定時間間隔を Δt から $\Delta t/2$ にすることにより、推定精度が幾分向上し、結果的に収束性が増すことになる。

$$\begin{aligned} & \left\{ \frac{1}{\Delta t} [F_{ij}]^{K+1/2} + \omega [A_{ij}]^{K+1/2} \right\} \{ \psi_i \}^{K+1} \\ &= \left\{ \frac{1}{\Delta t} [F_{ij}]^{K+1/2} - (1-\omega) [A_{ij}]^{K+1/2} \right\} \{ \psi_i \}^K + \{ C_j \}^{K+1/2} \end{aligned} \quad (65)$$

また、 $\phi^{K+1/2}$ の推定には以下の公式が用いられる。

各タイムステップでの最初の繰り返し計算には次式を用いる。

$$\psi^{K+1/2} = \psi^K + \frac{\Delta t^K}{2\Delta t^{K-1}} (\psi^K - \psi^{K-1}) \quad (66)$$

ここで、 $\Delta t^K = t^{K+1} - t^K$

各繰り返し過程に入ってから次式を用いる。

$$\psi^{K+1/2} = \frac{1}{2} (\psi^K + \psi^{K+1}) \quad (67)$$

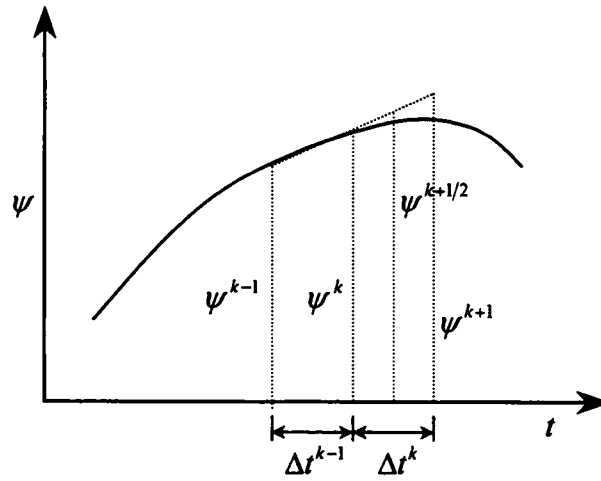


図-7 タイムステップ K+1、K+1/2 の ϕ 推定

付録2 すべり安定解析（簡易 Janbu 法）の概要

図-8は斜面のすべり土塊から取り出した1つのスライスに働く力と力の多角形を示したものである。

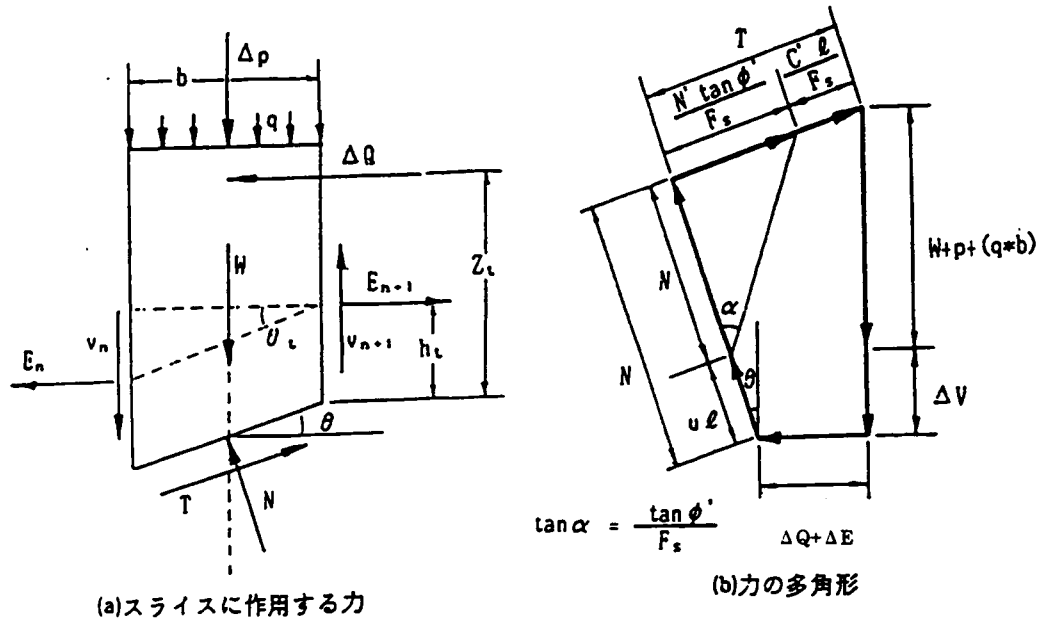


図-8 Janbu 法スライスに作用する力

ここに、 W ：土塊の重量

ΔP ：集中荷重（鉛直方向）

q ：分布荷重（単位幅当り）

ΔQ ：地震荷重（水平方向）

T ：すべり面に作用するせん断力

N ：すべり面に作用する垂直力

E_n, E_{n+1} ：スライスに作用する内力（水平方向）

V_n, V_{n+1} ：スライスに作用する内力（鉛直方向）

θ ：水平に対するすべり面の傾き

U ：間隙水圧

b ：スライスの幅

l ：すべり面の長さ

h_i ：内力が作用する位置

C：粘着力

ϕ ：内部摩擦角

Z_1 ：地震力が作用する位置

○ 基本式

スライスに作用する内力が水平方向（ E_n , E_{n+1} ）と垂直方向（ V_n , V_{n+1} ）に作用すると仮定する。すべり面でのせん断応力度と直応力度は、次式で表される。

$$\tau = C_e + (\sigma - U) \cdot \tan \phi \quad (68)$$

$$\sigma = P + t - \tau \cdot \tan \theta \quad (69)$$

$$\text{ここに、} P = \frac{W}{b} + q + \frac{\Delta P}{b}$$

$$t = \frac{\Delta V}{b}$$

水平方向の釣り合いを考えると、

$$\Delta E = \Delta Q + (P + t) \cdot b \cdot \tan \theta - \tau \cdot b \cdot (1 + \tan^2 \theta) \quad (70)$$

となり、全体では

$$\sum \Delta E = \sum (\Delta Q + (P + t) \cdot b \cdot \tan \theta) - \sum \tau \cdot b \cdot (1 + \tan^2 \theta) \quad (71)$$

で表される。ここで、 $\tau = \tau_l / F$ を代入すると

$$F = \frac{\sum \tau \cdot b \cdot (1 + \tan^2 \theta)}{-\sum \Delta E + \sum (\Delta Q + (P + t) \cdot b \cdot \tan \theta)} \quad (72)$$

となる。破壊状態では、(68), (69) 式より

$$\tau_f = C' (\sigma - U) \cdot \tan \phi' \quad (73)$$

$$\sigma = P + t - \tau \cdot \tan \theta \quad (74)$$

$$\tau = \tau_l / F$$

したがって

$$\tau_l = C' \left(P + t - U - \frac{\tau_f}{F} \cdot \tan \theta \right) \cdot \tan \phi' \quad (75)$$

すなわち

$$\tau_l = \frac{C'(P + t - U) \cdot \tan \phi'}{1 + \frac{1}{F} \cdot \tan \theta \cdot \tan \phi'} \quad (76)$$

(76) 式を (72) 式に代入して整理すると (77) 式が得られる。

$$F = \frac{\sum [C'(P + t - U) \cdot \tan \phi'] \cdot b \cdot / n_a}{-\sum \Delta E + \sum \{ \Delta Q + (P + t) \cdot b \cdot \tan \theta \}} \quad (77)$$

$$F = \frac{\sum A}{Ea - Eb + \sum B} \quad (78)$$

$$\text{ここに、} A = A' / n_a \quad (79)$$

$$A' = \{ C' + (P + t - U) \cdot \tan \phi' \} \cdot b \quad (80)$$

$$B = \Delta Q + (P + t) \cdot b \cdot \tan \theta \quad (81)$$

$$Ea - Eb = -\sum \Delta E \quad (82)$$

E_a , E_b はそれぞれ右、左側の境界力である。

ここに、

$$n_a = \frac{1 + (1/F) \cdot \tan \theta \cdot \tan \phi'}{1 + \tan^2 \theta} \quad (83)$$

また、N の作用点 m に関するモーメントの釣り合いを考えると、V はつぎの様に表される。

$$V_i = E_i \tan \theta - \frac{\Delta E}{b} h_i \quad (84)$$

この段階で、条件式は (84) 式が n 個と (77) 式が 1 個で合計 $n+1$ 個、未知数は断面力 V_i とその着力点高 h_i が各 $n-1$ 個、 F が 1 個で合計 $2n-1$ 個となり、不静定問題となる。

実際の計算は以下のように行う。まず第 0 次近似として、(77) 式で $t=0$ としたものを F_0 とする。つぎに各帯片で底面から $1/3$ あるいは若干の点を推力線と仮定して $\tan \theta$ を求める。この値と第 0 次近似で得た A , B , F の値を (85) 式に入れると

$$V_x = E_i \tan \theta = \tan \theta \sum_x (A/F - B) \quad (85)$$

各帯片の V_i 及び ΔV が定まる。したがって、第 1 次近似の安全率 F_1 は以上の諸量を (78) 式に代入して求められる。以下、同じ操作を繰り返して解を求める。

また、Janbu は h_i に関して、 ϕ 材料 ($c=0$) の場合スライス高さの約 $1/3$ 点あるいはその近傍に、また $c>0$ 材料の場合、斜面の圧縮域ではそれよりいくらか高く、引張域ではそれよりいくらか低く、その間は両高さを滑らかに結ぶ線上の位置を仮定することをすすめ、近似計算法を別に提案した。これは、上の第 0 次近似で求めた F_0 ((77) 式で $t=0$) に、すべり面の形状と材料特性 (c , ϕ) に応じて決まる補正係数 f_0 (図-9) を乗じ、 $F=f_0F_0$ より安全率を求める方法である。

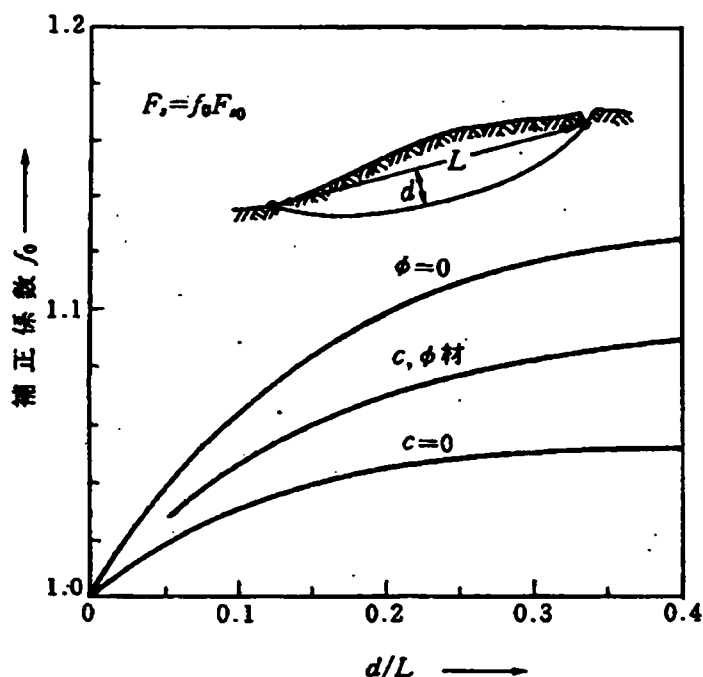


図-9 補正係数 f_0 と d/L の関係